



TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 145501

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN GONDANG STA. 49+553 PROYEK TOL SOLO-NGAWI-KERTOSONO, RUAS SOLO-NGAWI PAKET SN 1B SRAGEN, JAWA TENGAH DENGAN MENGGUNAKAN BALOK BETON KONVENSIONAL

TRI LOKA INDRA SETYAWAN
NRP. 3114 030 129

IAN AZHARA
NRP. 3114 030 143

DOSEN PEMBIMBING
Ir. CHOMAEDHI, CES. M.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001

PROGRAM STUDI DIPLOMA TIGA TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2017



TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 145501

**MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN
GONDANG STA. 49+553 PROYEK TOL SOLO-
NGAWI-KERTOSONO, RUAS SOLO-NGAWI PAKET
SN 1B SRAGEN, JAWA TENGAH DENGAN
MENGUNAKAN BALOK BETON KONVENSIONAL**

TRI LOKA INDRA SETYAWAN
NRP. 3114 030 129

IAN AZHARA
NRP. 3114 030 143

DOSEN PEMBIMBING
Ir. CHOMAEDHI, CES. M.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001

PROGRAM STUDI DIPLOMA TIGA TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2017



FINAL APLIED PROJECT - RC 145501

**DESIGN MODIFICATION STRUCTURE OF
GONDANG BRIDGE STA. 49 + 553 SOLO-NGAWI-
KERTOSONO TOLLEY PROJECT, SOLO-NGAWI
PACKAGE SN 1B SRAGEN PACKAGE, CENTRAL
JAVA USING CONVENTIONAL CONCRETE BEAMS**

TRI LOKA INDRA SETYAWAN
NRP. 3114 030 129

IAN AZHARA
NRP. 3114 030 143

FINAL PROJECT SUPERVISOR
Ir. CHOMAEDHI, CES. M.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001

DIPLOMA III CIVIL ENGINEERING
CIVIL INFRASTRUCTURE ENGINEERING DEPARTMENT
VOCATIONAL FACULTY
SEPULUH NOPEMBER INSTITUTE OF TECHNOLOGY
SURABAYA 2017



BERITA ACARA
TUGAS AKHIR TERAPAN
PROGRAM STUDI DIPLOMA TIGA TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI ITS

No. Agenda :
037713/IT2.VI.8.1/PP.06.00/2017

Tanggal : 12 Juli 2017

Judul Tugas Akhir Terapan	Modifikasi Desain Struktur Jembatan Gondang STA. 49+553 Proyek Tol Solo - Ngawi - Kertosono Ruas Solo - Ngawi Paket SN 1B Sragen, Jawa Tengah dengan Balok Konvensional		
Nama Mahasiswa 1	Tri Loka Indra S.	NRP	3114030129
Nama Mahasiswa 2	Ian Azhara	NRP	3114030143
Dosen Pembimbing 1	Ir. Chomaedhi, CES. Geo NIP 19550319 198403 1 001	Tanda tangan	
Dosen Pembimbing 2	NIP -	Tanda tangan	

URAIAN REVISI	Dosen Penguji
1. koreksi gbr no 2, nampalkan struktur Pondasi	Ir. Ibnu Pudji R, MS NIP 19600105 198603 1 003
2. koreksi Ra dan Ru; Efisiensi tiang group	
3. Notasi jmlh tulangan diperbaiki	M. Khoiri, ST. MT. PhD NIP 19740626 200312 1 001
1. Jarak tulangan diperbaiki dan diameter tulangan	
2. Perlu pemasangan Stopper utk geser girder horizontal	Ir. Agung Bp, M.Eng. PhD NIP 19620328 198803 1 001
3. Gbr hub. bored pile dgn pile Cap diperbaiki	
4. Saran perbaikan ditapus	NIP -
5. Lihat koreksi jmlh TA	






PERSETUJUAN HASIL REVISI			
Dosen Penguji 1	Dosen Penguji 2	Dosen Penguji 3	Dosen Penguji 4
Ir. Ibnu Pudji R, MS NIP 19600105 198603 1 003	M. Khoiri, ST. MT. PhD NIP 19740626 200312 1 001	Ir. Agung Bp, M.Eng. PhD NIP 19620328 198803 1 001	NIP -



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS VOKASI
 DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
 Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116
 Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025
<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 Tri Loka Indra S. 2 Ian Azhara
NRP : 1 3114030129 2 3114030143
Judul Tugas Akhir : Modifikasi Desain Struktur Jembatan Gondang STA. 49+553 Piyek Tol Solo - Ngawi - Kertosono, Rute Solo - Ngawi Paket SW 1B Sragen, Jawa Tengah dengan Balok konvensional.
Dosen Pembimbing : Ir. Chomaedhi, CES. Geo

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
1	7 April 2017	- Tulangan cek sudut (sni) / Bentuk				
		- Perhitungan momen di cek di mellek				
		- Gambar dimasukkan excel (model)		B	C	K
2	21 April 2017	- sni pemulangan diafragma		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		- Satuan mm				
		- Gambar + tulangan diafragma (desain)				
		- Tulangan bagi pada plat (D16 - 250)		B	C	K
		- Tulangan torsi di cek		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3	4 Mei 2017	- Cek penulangan full plat				
		- Diameter tulangan sesuai sni		B	C	K
		- Ukuran dalam mm		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		- Pembebanan di cek				
4	26 Mei 2017	- Cek ka abutment tidak gempa < gempa		B	C	K
		- Pondasi bored pile		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		- kedalaman 15-16 m				
		- ϕ 80 - 100 cm (min)				
5	2 Juni 2017	- cek kembali perhitungan abutment		B	C	K
		- Wawancara tidak menggunakan tekanan tanah		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		gempa (tetapi tetap dihirung terhadap gempa).				

Ket. :
 B = Lebih cepat dari jadwal
 C = Sesuai dengan jadwal
 K = Terlambat dari jadwal

- Cek panjang penyuluran dan geser vertikal, dan efisiensi tiang.

LEMBAR PENGESAHAN

**MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN
GONDANG STA. 49+553 PROYEK TOL SOLO-NGAWI-
KERTOSONO, RUAS SOLO-NGAWI PAKET SN 1B
SRAGEN, JAWA TENGAH DENGAN BALOK BETON
KONVENSIONAL**

Surabaya, 25 Juli 2017

Disusun Oleh :

Mahasiswa I

Mahasiswa II


TRI LOKA INDRA S.
3114 030 129


IAN AZHARA
3114 030 143

Mengetahui,
Dosen Pembimbing

25 JUL 2017




I. CHOMALIDHI, CES.Geo
19550319 198403 1 001

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN GONDANG STA. 49+553 PROYEK TOL SOLO-NGAWI-KERTOSONO, RUAS SOLO-NGAWI PAKET SN 1B SRAGEN, JAWA TENGAH DENGAN MENGGUNAKAN BALOK BETON KONVENSIIONAL

Nama Mahasiswa 1 : Tri Loka Indra Setyawan
NRP Mahasiswa 1 : 3114030129
Nama Mahasiswa 2 : Ian Azhara
NRP Mahasiswa 2 : 3114030143
Dosen Pembimbing : Ir. Chomaedi, CES. M.Geo
NIP : 19550319 198403 1 001

ABSTRAK

Jembatan Gondang terletak di Kabupaten Sragen yang melewati Sungai Gondang yang masuk dalam Proyek Jalan Tol Solo-Ngawi-Kertosono Ruas Solo-Ngawi. Jembatan ini memiliki panjang 30,8 m dengan lebar 20,52 m yang didesain tanpa trotoar, dan tergolong jembatan dengan bentang pendek.

Jembatan ini melintasi sungai Gondang dengan kedalaman ± 7 meter dari lantai kendaraan jembatan terhadap elevasi dasar sungai. Jembatan ini awalnya menggunakan balok precast pada struktur girder. Penulis memodifikasi desain girder jembatan menjadi balok konvensional.

Jembatan Gondang digunakan sebagai objek tugas akhir untuk memodifikasi desain struktur jembatan meliputi bangunan atas : Dimensi struktur plat lantai kendaraan beserta pengaman disisi tepi dan pelebaran desain jembatan dari sebelumnya dengan acuan SNI-T-12-2004.

Perhitungan bangunan bawah meliputi : pilar, abutment, pondasi bored pile dan elastomer yang mengacu pada SNI T-12-2005 dan perencanaan perletakan jembatan kementerian PU

Pekerjaan Umum 2015 dan pembebanan gempa mengacu pada SNI Gempa 2833 2013 (Jembatan).

Kata kunci : Abutment, elastomer, balok konvensional, bored pile, Jembatan Gondang

**DESIGN MODIFICATION STRUCTURE OF GONDANG
BRIDGE STA. 49 + 553 SOLO-NGAWI-KERTOSONO
TOLLEY PROJECT, SOLO-NGAWI PACKAGE SN 1B
SRAGEN PACKAGE, CENTRAL JAVA USING
CONVENTIONAL CONCRETE BEAMS**

1ST Student Name : Tri Loka Indra Setyawan
Registration number : 3114030129
2nd Student Name : Ian Azhara
Registration number : 3114030143
Supervisor : Ir. Chomaedi, CES. M.Geo
NIP : 19550319 198403 1 001

ABSTRACT

Gondang Bridge is located in Sragen regency passing through Gondang River which is included in the Solo-Ngawi-Kertosono Solo-Ngawi Toll Road Project. This bridge has 30.8 m length and 20.52 m width which is designed without sidewalks, and is classified as a bridge with short spans.

This bridge across the river Gondang with a depth of ± 7 meters from the floor of the vehicle bridge against the river floor elevation. This bridge initially uses precast beams on the girder structure. The author modifies the design of the bridge girder into a conventional beam.

Gondang Bridge is used as the final task object to modify the design of the top bridge structure of the building, such as: Dimension of floor plate structure of the vehicle along with side edge protection and widening of bridge design from previous with reference of SNI-T-12-2004.

The calculations of the lower buildings include: pillars, abutment, bored pile foundations and elastomer referring to SNI T-12-2005 and planning of bridge placement of Public Works

Ministry's 2015 ministries and earthquake loading based on SNI 2833 2013 (Bridge).

Keywords: Abutment, elastomer, conventional beam, bored pile, Gondang Bridge

KATA PENGANTAR

Dengan mengucapkan syukur kehadiran Allah SWT, atas rahmat dan hidayah-Nya Proyek Akhir kami yang berjudul “Modifikasi Desain Struktur Jembatan Gondang STA. 49+553 Proyek Tol Solo-Ngawi-Kertosono, Ruas Solo-Ngawi Paket SN 1B Sragen, Jawa Tengah dengan Balok Beton Konvensional” dapat tersusun serta terselesaikan dengan baik.

Proyek Akhir ini merupakan salah satu syarat akademis pada program studi Diploma III Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya. Tujuan dari penulisan Proyek Akhir ini agar mahasiswa dapat memahami serta mengetahui langkah kerja dalam pekerjaan perencanaan struktur jembatan.

Tersusunnya Laporan Proyek Akhir ini tidak lepas dari bantuan serta bimbingan orang sekitar. Dalam kesempatan ini kami mengucapkan terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu penyusunan Proyek Akhir ini, yaitu :

1. Bapak Ir. Chomaedhi, CES.Geo selaku dosen pembimbing dalam proyek akhir kami.
2. Orang Tua dan Keluarga kami yang telah memberi dorongan baik moril maupun materil yang tak terhingga, sehingga kami dapat menyelesaikan Proyek Akhir ini.
3. Rekan – rekan mahasiswa jurusan D III Teknik Sipil ITS Surabaya yang telah banyak membantu penyelesaian Proyek Akhir ini.
4. Seluruh pihak yang secara langsung ataupun tidak langsung telah membantu kami dalam menyelesaikan proyek akhir kami, yang tidak dapat disebutkan satu persatu.

Surabaya, Juli 2017

Penulis

DAFTAR ISI

ABSTRAK.....	i
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vvi
DAFTAR GAMBAR	ix
DAFTAR TABEL.....	xiii
BAB I	1
PENDAHULUAN	1
1.1 Umum	1
1.2 Latar Belakang	1
1.3 Data Eksisting Jembatan	3
1.4 Rumusan Masalah.....	4
1.5 Batasan Masalah.....	4
1.6 Maksud dan Tujuan.....	4
1.7 Manfaat Penulisan.....	5
1.8 Lokasi Studi.....	6
1.9 Eksisting dan Rencana	7
BAB II.....	11
TINJAUAN PUSTAKA	11
2.1 Dasar-Dasar Perencanaan	11
2.2 Data Bahan.....	11
2.2.1 Beton.....	11
2.3 Dasar-Dasar Perhitungan.....	13
2.4 Analisis Pembebanan Struktur Jembatan	15
2.4.1 Beban Mati.....	15
2.4.2 Beban Hidup	15
2.4.3 Beban Lateral	20
2.4.4 Kombinasi Beban	29
2.5 Data Tanah.....	32
2.6 Perencanaan Bangunan Atas	32
2.6.1 Perencanaan Parapet	33

2.6.2	Perencanaan Pelat Lantai	34
2.6.3	Perencanaan Balok	42
2.6.4	Perencanaan Diafragma	54
2.6.5	Perencanaan Perletakan	54
2.7	Perencanaan Bangunan Bawah	59
2.7.1	Perencanaan Abutment	59
2.7.2	Perencanaan Pondasi	64
2.7.3	Perencanaan Pilar	72
BAB III	75
METODOLOGI	75
3.1	Uraian	75
3.2	Pengumpulan Data	75
3.3	Studi Literatur	76
3.4	Pembebanan	76
3.5	Merencanakan Bangunan Atas	77
3.7	Penggambaran Hasil Rencana	80
3.8	Bagan Alir Metodologi	81
BAB IV	85
PERENCANAAN BANGUNAN ATAS	85
4.1	Perencanaan Bangunan Sekunder	85
4.1.1	Perencanaan Parapet	85
4.2	Perencanaan Bangunan Utama	93
4.2.1	Perencanaan Pelat Lantai Jembatan	93
4.2.2	Perencanaan Pelat Kantilever	105
4.2.3	Perencanaan Full Plat Lantai Jembatan ..	117
4.2.4	Perencanaan Balok Tengah	136
4.2.5	Perencanaan Balok Tepi	169
4.2.5	Perencanaan Diafragma	203
BAB V	209
PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH	209
5.1	Perencanaan Abutment	209
5.1.1	Desain Dimensi Abutment	209
5.1.2	Perencanaan Pondasi Abutment	211

5.1.3 Kontrol Stabilitas Abutmen.....	242
5.1.4 Perhitungan Tiang Bor (<i>Bored Pile</i>)	247
5.1.5 Perhitungan Poer (Pile Cap)	257
5.1.6 Perhitungan Dinding Abutmen	271
5.1.7 Perhitungan Longitudinal Stopper	282
5.1.8 Perhitungan Korbel	292
5.1.9 Perhitungan Wing Wall	300
5.1.10 Perencanaan Plat Injak.....	306
5.2 Perencanaan Pilar	312
5.2.1 Desain Dimensi Pilar	312
5.2.2 Analisa Pembebanan Pada Pilar 1	313
5.2.3 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Bor	347
5.2.4 Perhitungan Daya Dukung Tanah	352
5.2.5 Penulangan Pile Cap Pilar 1	370
5.2.6 Penulangan Kolom pier	379
5.2.7 Penulangan Pier Head Pier.....	384
5.2.8 Perhitungan Longitudinal Stopper	391
BAB VI	401
PERENCANAAN PERLETAKAN JEMBATAN	401
6.1 Preliminary Design Perletakan	401
6.2 Menentukan Beban dan Gerakan Terburuk	401
6.3 Tahap Perencanaan Dimensi Elastomer	404
6.4 Kontrol Perletakan Elastomer.....	407
BAB VII.....	413
PENUTUP	413
7.1 Kesimpulan	413
DAFTAR PUSTAKA	417

DAFTAR GAMBAR

<u>Gambar 1.1</u>	<u>Peta Lokasi Studi</u>	6
<u>Gambar 1.2</u>	<u>Kondisi Eksisting Jembatan</u>	7
<u>Gambar 1.3</u>	<u>Kondisi Lapangan Jembatan</u>	7
<u>Gambar 1.4</u>	<u>Desain Eksisting Memanjang Jembatan</u>	8
<u>Gambar 1.5</u>	<u>Desain Rencana Memanjang Jembatan</u>	8
<u>Gambar 1.6</u>	<u>Desain Eksisting Melintang Jembatan</u>	9
<u>Gambar 1.7</u>	<u>Desain Rencana Melintang Jembatan</u>	9
<u>Gambar 1.9</u>	<u>Desain Denah Rencana Jembatan</u>	10
<u>Gambar 1.8</u>	<u>Desain Denah Eksisting Jembatan</u>	10
<u>Gambar 2.1</u>	<u>Beban garis terpusat</u>	16
<u>Gambar 2.2</u>	<u>Beban Truk</u>	17
<u>Gambar 2.3</u>	<u>Beban Lajur D</u>	19
<u>Gambar 2.4</u>	<u>Grafik Respons Spektrum</u>	25
<u>Gambar 2.5</u>	<u>Beban Pada Parapet</u>	33
<u>Gambar 2.6</u>	<u>Distribusi geser pons pada plat</u>	34
<u>Gambar 2.7</u>	<u>Permodelan Gelagar Tepi</u>	43
<u>Gambar 2.8</u>	<u>Beban Hidup Gelagar Tepi</u>	47
<u>Gambar 2.9</u>	<u>Bearing pad</u>	55
<u>Gambar 2.10</u>	<u>Grafik Beban Rem</u>	62
<u>Gambar 2.12</u>	<u>Pondasi Bored Pile</u>	66
<u>Gambar 2.13</u>	<u>Jenis-jenis Bored Pile</u>	67
<u>Gambar 2.16</u>	<u>Definisi Jarak s dalam Hitungan Efisiensi Tiang</u>	71
<u>Gambar 2.17</u>	<u>Jarak minimum ujung girder dengan tumpuan</u>	73
<u>Gambar 3.1</u>	<u>Bagan Alir Metodologi</u>	83
<u>Gambar 4.1</u>	<u>permodelan ukuran</u>	85
<u>Gambar 4.2</u>	<u>Permodelan Pembebanan Parapet</u>	88
<u>gambar 4.3</u>	<u>gambar permodelan tulangan</u>	92
<u>Gambar 4.5</u>	<u>potongan melintang plat</u>	93
<u>Gambar 4.6</u>	<u>Permodelan Geser Pons</u>	94

<u>Gambar 4.7 Momen yang terjadi pada program SAP 2000..</u>	96
<u>Gambar 4.8 denah penulangan plat.....</u>	104
<u>Gambar 4.9 Permodelan Geser Pons</u>	105
<u>Gambar 4.10 Momen yang terjadi program SAP 2000</u>	108
<u>Gambar 4.11 penulangan plat kantilever</u>	116
<u>Gambar 4.12 Potongan Melintang Full Plat Lantai Jembatan</u>	117
<u>Gambar 4.13 Momen yang terjadi pada program SAP 2000</u>	118
<u>Gambar 4.14 denah penulangan plat.....</u>	135
<u>Gambar 4.15 Faktor Beban dinamis untuk BGT</u>	139
<u>Gambar 4.16 beban merata pada girder</u>	140
<u>Gambar 4.17 beban terpusat pada girder</u>	141
<u>Gambar 4.18 segmen 0 girder.....</u>	142
<u>Gambar 4.19 penulangan segmen 0 girder</u>	145
<u>Gambar 4.20 segmen 1/6 girder.....</u>	146
<u>Gambar 4.21 penulangan segmen 1/6 girder</u>	149
<u>Gambar 4.22 segmen 1/3 girder.....</u>	150
<u>Gambar 4.23 penulangan segmen 1/3 girder</u>	153
<u>Gambar 4.24 segmen 1/2 girder.....</u>	154
<u>Gambar 4.25 penulangan segmen 1/2 girder</u>	157
<u>Gambar 4.26 momen pada girder tengah.....</u>	158
<u>Gambar 4.27 Faktor Beban dinamis untuk BGT</u>	172
<u>Gambar 4.28 beban merata pada girder</u>	174
<u>Gambar 4.29 beban terpusat pada girder</u>	174
<u>Gambar 4.30 segmen 0 girder.....</u>	176
<u>Gambar 4.31 penulangan segmen 0 girder</u>	179
<u>Gambar 4.32 segmen 1/6 girder.....</u>	180
<u>Gambar 4.33 segmen 1/6 girder.....</u>	183
<u>Gambar 4.34 segmen 1/3 girder.....</u>	184
<u>Gambar 4.35 segmen 1/3 girder.....</u>	187
<u>Gambar 4.36 segmen 1/2 girder.....</u>	188
<u>Gambar 4.37 segmen 1/2 girder.....</u>	191

<u>Gambar 4.38</u> momen pada girder tepi.....	192
<u>Gambar 2.39</u> Potongan Diafragma	203
<u>Gambar 2.40</u> Penulangan Diafragma	208
<u>Gambar 5. 2</u> Pembebanan Abutment akibat beban mati bangunan atas	211
<u>Gambar 5. 3</u> Pembagian Segmen Abutment	212
<u>Gambar 5. 4</u> Asumsi Beban hidup Lalu - Lintas.....	214
<u>Gambar 5. 5</u> Beban tekanan tanah aktif pada abutment jembatan <u>Gambar 5. 4</u> Asumsi Beban hidup Lalu - Lintas ..	214
<u>Gambar 5. 5</u> Beban tekanan tanah aktif pada abutment jembatan	216
<u>Gambar 5.6</u> Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun	218
<u>Gambar 5.8</u> Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun....	219
<u>Gambar 5.8</u> Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah	221
<u>Gambar 5.9</u> grafik hubungan beban rem dengan bentang jembatan	228
<u>Gambar 5.9</u> Konfigurasi Bored Pile abutment.....	231
<u>Gambar 5.10</u> Letak titik guling A pada abutment.....	242
<u>Gambar 5.11</u> Konfigurasi Bored Pile abutment.....	249
<u>Gambar 5.12</u> grafik hasil input pCacol, hubungan antara momen dan gaya aksial.....	255
<u>Gambar 5.13</u> Beban pada Poer Abutmen.....	257
<u>Gambar 5.14</u> Konfigurasi Bored Pile abutment.....	260
<u>Gambar 5.15</u> Analisis Gaya dan Momen Poer.....	262
<u>Gambar 5.16</u> Analisa pembebanan pada dinding abutmen Tabel 5. 22 Perhitungan momen Poer.....	263
<u>Gambar 5.16</u> penulangan pilecap abutmen	270
<u>Gambar 5.17</u> Analisa pembebanan pada dinding abutmen ..	271
<u>Gambar 5. 17</u> Asumsi Beban hidup Lalu - Lintas.....	272

<u>Gambar 5.18</u> penulangan pilecap breast wall	281
<u>Gambar 5.19</u> Analisa pembebanan pada Long Stopper.....	282
<u>Gambar 5.20</u> penulangan long stop	289
<u>Gambar 5.21</u> Analisa pembebanan pada Korbél	292
<u>Gambar 5.22</u> penulangan korbél	299
<u>Gambar 5.23</u> Analisa pembebanan pada wing wall	300
<u>Gambar 5.24</u> penulangan wing wall	305
<u>Gambar 5.25</u> penulangan plat injak	311
<u>Gambar 5.10</u> Konfigurasi bored pile pilar	362
<u>Gambar 5.18</u> penulangan pile cap.....	378
<u>Gambar 5.19</u> pembebanan pierwall	379
<u>Gambar 5.20</u> penulangan pierwall	383
<u>Gambar 5.21</u> pembebanan pierhead.....	384
<u>Gambar 5.23</u> penulangan pierhead	390
<u>Gambar 5.24</u> Analisa pembebanan pada Long Stopper.....	391
<u>Gambar 5.25</u> penulangan longstop	399
<u>Gambar 6.1</u> Beban tegak lurus terhadap perletakan	401
<u>Gambar 6.2</u> sketsa rencana elastomer 2.....	405

DAFTAR TABEL

<u>Tabel 2.1 Berat sendiri beton.....</u>	12
<u>Tabel 2.2 Berat jenis beton</u>	12
<u>Tabel 2.3 Tebal selimut beton nominal</u>	12
<u>Tabel 2.4 Berat sendiri baja</u>	13
<u>Tabel 2.5 Kelas situs tanah</u>	21
<u>Tabel 2.6 Faktor kelas situs tanah.....</u>	23
<u>Tabel 2.7 Faktor Modifikasi Respons (R) untuk Bangunan Bawah.....</u>	27
<u>Tabel 2.8 Faktor Modifikasi Respons (R) untuk Hubungan antar Elemen Struktur.....</u>	28
<u>Tabel 2.9 Kombinasi Beban Umum untuk Keadaan Batas Kelayakan dan Ultimit.....</u>	29
<u>Tabel 2.10 Kombinasi Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja.....</u>	31
<u>Tabel 2.11 Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana</u>	32
<u>Tabel 2.12 Dimensi Gelagar Beton Bertulang.....</u>	42
<u>Tabel 2.13 Nilai q_d pada bored pile.....</u>	68
<u>Tabel 2.14 Nilai f_i pada bored pile</u>	69
<u>Tabel 2.15 Kecepatan Angin</u>	63
<u>Tabel 2.16 jenis - jenis pilar dalam perencanaan.....</u>	72
<u>Tabel 4.1 Rekapitulasi Pembebanan pada Plat Lantai Kendaraan.....</u>	96
<u>Tabel 4.2 Rekapitulasi Pembebanan pada Plat Kantilever ..</u>	107
<u>Tabel 4.3 Rekapitulasi pembebanan Full Plat Lantai Kendaraan</u>	118
<u>Tabel 5. 1 Gaya reaksi V abt akibat beban mati 1/2 bang. Atas</u>	212
<u>Tabel 5. 2 Perhitungan Statis Momen Abutment.....</u>	213
<u>Tabel 5. 3 Perhitungan beban sendiri abutment.....</u>	213

<u>Tabel 5. 4 Nilai panjang dan lebar segmen abutmen dalam M</u>	213
<u>Tabel 5. 5 Faktor amplifikasi untuk periode 0 dt & 0,2 dt (E_{PGA} / F_a)</u>	221
<u>Tabel 5. 6 Faktor amplifikasi untuk periode 1 dt (F_v)</u>	221
<u>Tabel 5. 7 Faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktur</u>	223
<u>Tabel 5. 8 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer Abutment</u>	229
<u>Tabel 5. 9 Perhitungan daya dukung i jin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff Ø1,2 m – titik bor BH 96</u>	235
<u>Tabel 5. 10 Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff Ø1,2 m – titik bor BH 97</u>	237
<u>Tabel 5. 11 Resume Pijin tiang bor Ø1,2m</u>	241
<u>Tabel 5. 12 Berat timbunan tanah diatas pilecap</u>	243
<u>Tabel 5. 13 Rekapitulasi momen penahan abutmen</u>	243
<u>Tabel 5. 14 Rekapitulasi momen guling</u>	243
<u>Tabel 5. 15 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer Abutment</u>	247
<u>Tabel 5. 16 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer Abutment</u>	258
<u>Tabel 5. 18 Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang</u>	261
<u>Tabel 5. 19 Perhitungan reaksi tiang bor</u>	262
<u>Tabel 5. 20 Perhitungan momen Poer</u>	263
<u>Tabel 5. 21 Kombinasi 1 Dinding Abutmen</u>	276
<u>Tabel 5. 22 Kombinasi 2 Dinding Abutmen</u>	276
<u>Tabel 5. 23 Kombinasi 1 Long Stop</u>	285
<u>Tabel 5. 24 Kombinasi 2 Long Stop</u>	285
<u>Tabel 5. 25 Rekapitulasi pembebanan pada korbel</u>	294
<u>Tabel 5. 26 Rekapitulasi berat wing wall</u>	301
<u>Tabel 5. 27 Rekapitulasi momen wing wall</u>	301

<u>Tabel 5.28</u> Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff Ø1,2 m – titik bor BH 97	355
<u>Tabel 5.29</u> Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer	360
<u>Tabel 5.30</u> Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang..	363
<u>Tabel 5.31</u> Rekapitulasi beban ultimit pada pier	370
<u>Tabel 5.32</u> Rekapitulasi Kombinasi beban Ultimit pada pier	371
<u>Tabel 6. 1</u> Rekapitulasi beban vertikal perletakan.....	403
<u>Tabel 6. 2</u> Rekapitulasi beban horizontal pada perletakan..	403
<u>Tabel 6.3</u> Lampiran tabel spek elastomer	404
<u>Tabel 6. 4</u> Dimensi perletakan elastomer.....	405
<u>Tabel 6. 5</u> Data dan spesifikasi elastomer.....	406
<u>Tabel 6. 6</u> Tabel rekapitulasi pemeriksaa 2	412
<u>Tabel 6. 6</u> Tabel rekapitulasi pemeriksaa 3	412

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Umum

Transportasi merupakan salah satu sarana yang digunakan oleh manusia dalam melakukan kegiatan yang berupa interaksi antar manusia sebagaimana halnya makhluk sosial. Interaksi tersebut dapat berupa interaksi sosial, ekonomi, politik, maupun budaya. Oleh karena itu transportasi tidak dapat dipandang sebelah mata, karena hal tersebut akan sangat berpengaruh sekali terhadap kehidupan sekelompok orang tertentu di daerah tertentu. Mengingat pentingnya peran sarana transportasi dalam kehidupan manusia maka diperlukan sarana penunjang transportasi yang baik diantaranya adalah jalan dan jembatan.

Jembatan merupakan struktur yang dibangun dengan tujuan menghubungkan menghubungkan jalan yang terputus karena rintangan seperti sungai, danau, jalan raya, jalan kereta api, lembah, dll yang sangat diperlukan dalam sistem jaringan transportasi darat yang akan menunjang pembangunan nasional di masa yang akan datang. Oleh sebab itu perencanaan, pembangunan dan perawatan serta pabrikasi bahan suatu jembatan perlu diperhatikan dengan efektif dan efisien, sehingga pembangunan jembatan dapat mencapai mutu dan sasaran umur jembatan yang direncanakan.

1.2 Latar Belakang

Dalam perencanaannya jembatan memiliki klasifikasi tertentu, yang salah satunya mengenai tipe bentang jembatan dan fungsi dari jembatan tersebut. Berdasarkan bentangnya, jembatan dikategorikan sebagai jembatan bentang pendek apabila memiliki panjang kurang dari 40 m, jembatan bentang menengah apabila memiliki panjang antara 40 m sampai 125 m dan jembatan bentang panjang

apabila memiliki panjang lebih dari 125 m. Selain berdasarkan bentangnya, jembatan juga dikategorikan berdasarkan fungsinya, diantaranya adalah jembatan jalan raya yang difungsikan untuk memikul beban lalu lintas kendaraan baik kendaraan berat maupun ringan, jembatan penyeberangan yang difungsikan untuk penyeberangan jalan, jembatan kereta api yang difungsikan untuk perlintasan kereta api, jembatan darurat yang difungsikan untuk kepentingan darurat yang biasanya hanya sementara, dan jembatan pejalan kaki yang hanya boleh dilewati oleh lalu lintas pejalan kaki dan kendaraan ringan seperti sepeda, gerobak, kendaraan ringan lainnya.

Jembatan Gondang, terletak di Kabupaten Sragen yang dimana jembatan ini Gondang masuk dalam proyek Nasional yaitu Proyek Tol Solo-Ngawi-Kertosono. Jembatan tersebut memiliki panjang 30,80 m dengan lebar 20,52 m yang didesain tanpa trotoar, dan tergolong jembatan dengan bentang pendek. Jembatan ini melintasi sungai Gondang dengan kedalaman ± 7 meter dari lantai kendaraan jembatan terhadap elevasi dasar sungai. Pondasi yang digunakan pada jembatan ini adalah jenis pondasi borepile.

Jembatan Gondang ini, digunakan sebagai objek proyek akhir dengan metode awal pengerjaannya dengan metode konstruksi gelagar beton pra tegang, yang kemudian dimodifikasi dengan metode konstruksi balok konvensional dengan penambahan pilar. Sehingga, jembatan yang semula bentangnya 30,80 m berubah menjadi 24,00 m diikuti dengan penambahan full plat pada titik sebelum dan setelah girder.

Dari latar belakang tersebut penulis mengangkatnya sebagai Tugas Akhir dengan Judul **“Modifikasi Desain Struktur Jembatan Gondang STA. 49+553 Proyek Tol**

Solo-Ngawi-Kertosono, Ruas Solo-Ngawi Paket SN 1B Sragen, Jawa Tengah dengan Balok Beton Konvensional". Tugas akhir ini dilakukan untuk melakukan studi kasus perubahan desain jembatan terutama dalam metode beton yang digunakan dan desain struktur lainnya. Modifikasi desain ini meliputi mendesain struktur bangunan atas jembatan berupa gelagar, mendesain bangunan bawah sebagai penopang beban utama yang diteruskan dari gelagar beton yang berupa pilar, abutmen, serta pondasi (*bored pile*).

1.3 Data Eksisting Jembatan

1. Bangunan Atas :
 - a) Bentang Jembatan $L = 30,80 \text{ m}$
 - b) Spasi Girder $s = 2 \text{ m}$
 - c) Lebar Lantai Kendaraan $B = 25,20 \text{ m}$
 - d) Tebal Lantai Jembatan $ts = 0,22 \text{ m}$
 - e) Dimensi Girder :
 - Tinggi Girder $h = 1,70 \text{ m}$
 - Lebar Girder $bw = 0,65 \text{ m}$
 - Jumlah Girder $n = 12 \text{ buah}$
 - f) Dimensi Diafragma :
 - Tinggi Diafragma $h = 1,59 \text{ m}$
 - Lebar Diafragma $bw = 0,50 \text{ m}$
 - Jumlah Diafragma $n = 11 \text{ buah}$
2. Bangunan Bawah
 - a) Tinggi ruang bebas terhadap $MAB = 1,30 \text{ m}$
 - b) Tinggi MAB terhadap $MAN = 4,6 \text{ m}$

1.4 Rumusan Masalah

Dengan memperhatikan pada latar belakang yang telah diuraikan sebelumnya, maka rumusan masalah diuraikan sebagai berikut :

1. Merencanakan struktur bangunan atas jembatan.
2. Merencanakan struktur bangunan bawah jembatan.
3. Merencanakan bangunan pelengkap pada jembatan.
4. Merencanakan pereletakan dan dinding penahan tanah yang sesuai dengan persyaratan yang berlaku.

1.5 Batasan Masalah

Batasan masalah yang akan dibahas dalam penulisan tugas akhir ini adalah :

- a. Tidak menghitung RAB (Rencana Anggaran Biaya) jembatan.
- b. Tidak merencanakan tebal lapisan perkerasan dan desain jalan pada jembatan tersebut.
- c. Tidak membahas metode pelaksanaan dari konstruksi jembatan.
- d. Tidak menghitung turap / sheet pile

1.6 Maksud dan Tujuan

Tujuan dari penulisan tugas akhir ini adalah:

1. Merencanakan struktur atas jembatan yang meliputi :
 - a. Pelat lantai kendaraan
 - b. Gelagar memanjang dan melintang
 - c. Barrier dan Parapet

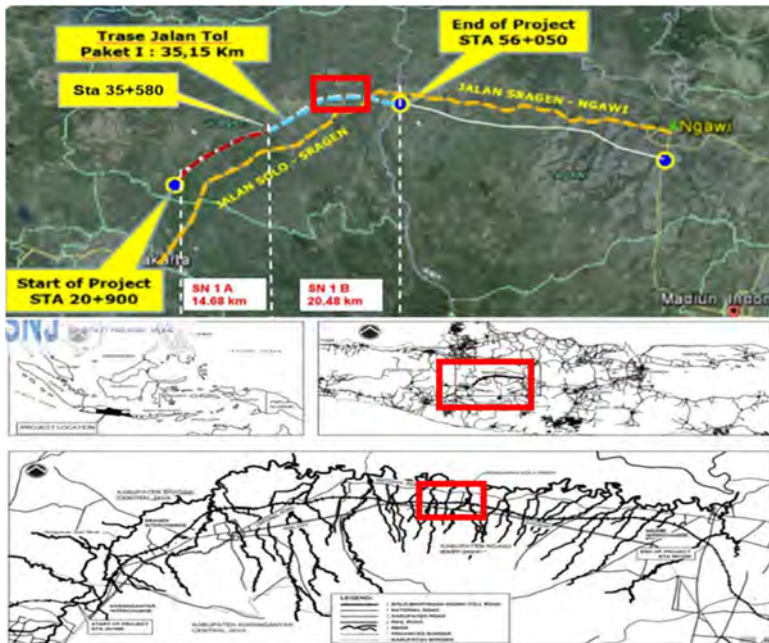
2. Merencanakan bangunan bawah sebagai penopang beban utama yang diteruskan dari gelagar beton yang meliputi :
 - a Pilar
 - b Abutment
 - c Pile cap
 - d Pondasi (*bored pile*)
3. Merencanakan dimensi bangunan pelengkap yang meliputi :
 - a. Pelat injak
 - b. Tembok sayap (*Wing wall*)
4. Menggambar detail desain struktur

1.7 Manfaat Penulisan

Manfaat yang diperoleh dari Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

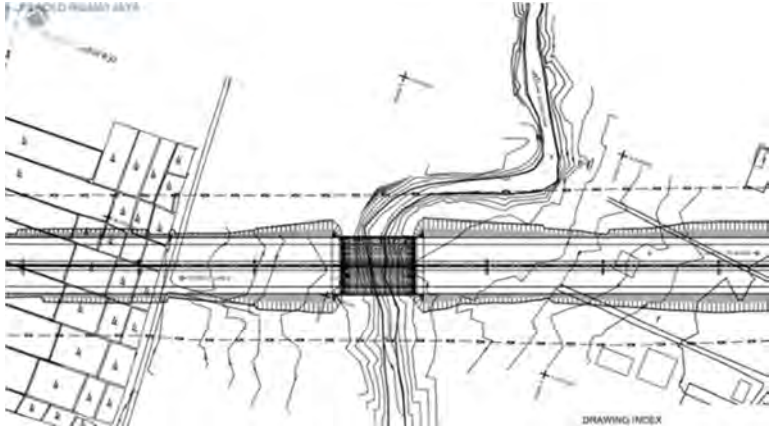
1. Mampu mendesain elemen struktur jembatan beton secara mendetail.
2. Sebagai sarana pembelajaran bagi mahasiswa dalam mengaplikasikan ilmu yang telah di pelajari selama perkuliahan.

1.8 Lokasi Studi



Gambar 1.1 Peta Lokasi Studi

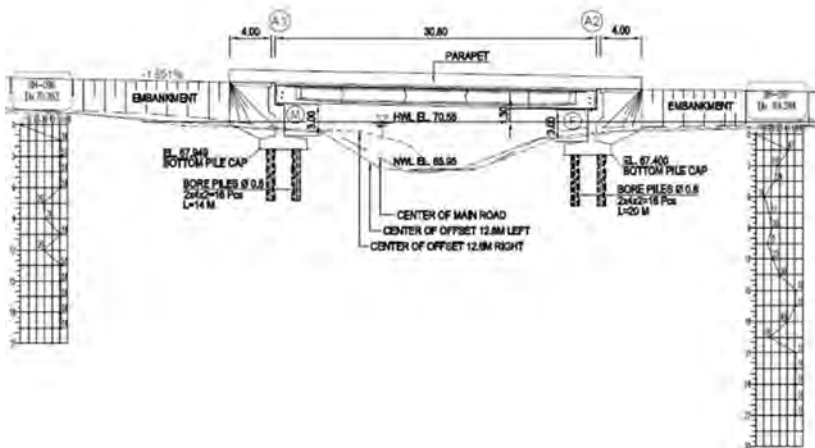
1.9 Eksisting dan Rencana



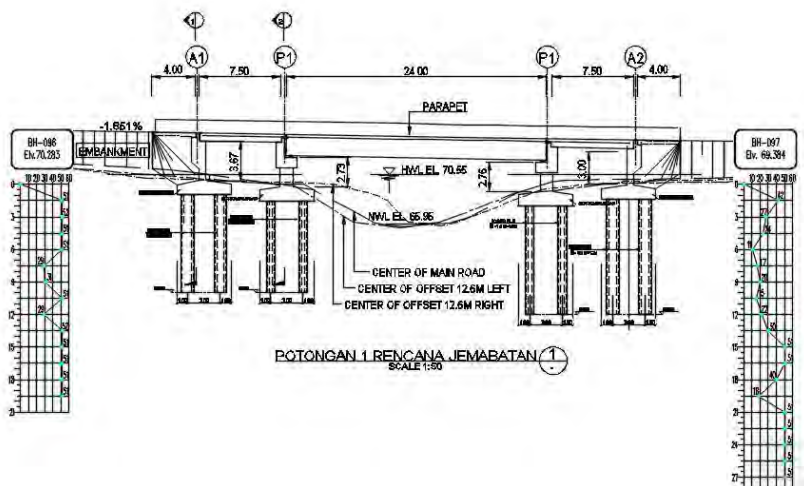
Gambar 1.2 Kondisi Eksisting Jembatan



Gambar 1.3 Kondisi Lapangan Jembatan

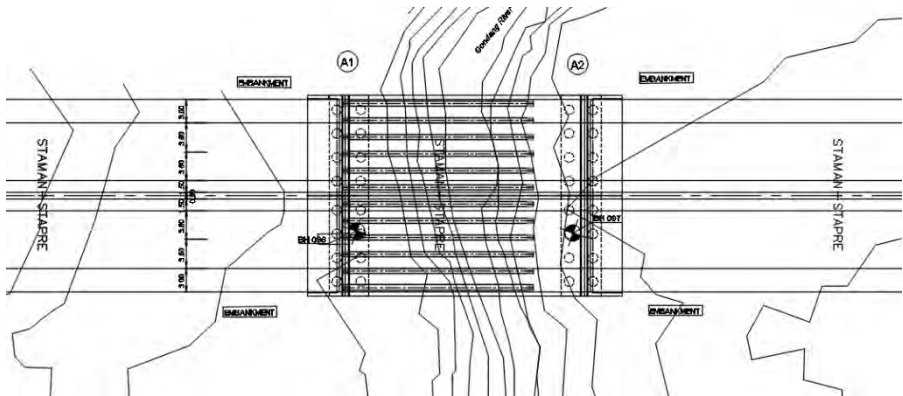


Gambar 1.4 Desain Eksisting Memanjang Jembatan

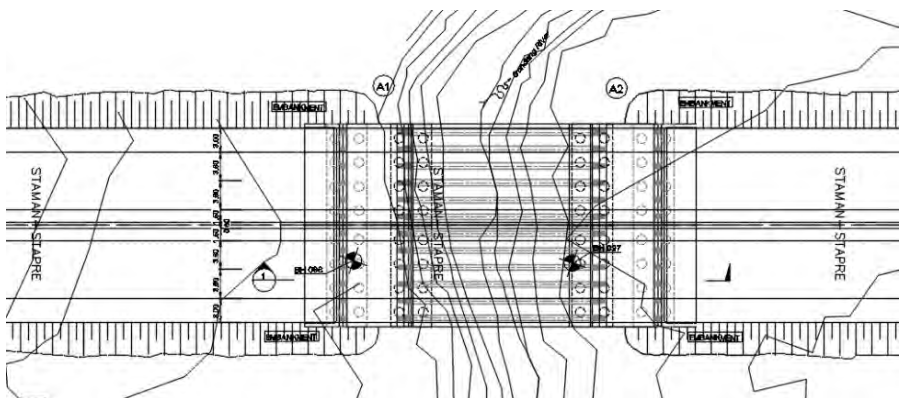


Gambar 1.5 Desain Rencana Memanjang Jembatan

Gambar 1.7 Desain Rencana Melintang Jembatan



Gambar 1.8 Desain Denah Eksisting Jembatan



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Dasar-Dasar Perencanaan

Acuan / pedoman yang digunakan untuk perencanaan ulang perhitungan Jembatan Klenteng dengan beton konvensional adalah sebagai berikut :

1. SNI T-02 -2005 Standar Pembebanan Jembatan
2. SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan
3. SNI 2847-2002 Struktur Beton Bertulang
4. SNI 2833-2013 Perancangan Jembatan Terhadap Beban Gempa
5. Pedoman Perancangan Bantalan Elastomer untuk Perletakan Jembatan, Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat

2.2 Data Bahan

Bahan-bahan yang digunakan pada konstruksi Jembatan Klenteng adalah beton dan baja. Di bawah ini adalah data-data dari beton dan baja yang digunakan dalam konstruksi jembatan Klenteng.

2.2.1 Beton

- a. Berdasarkan *RSNI T-12-2004* beton dengan kuat tekan (benda uji silinder) yang kurang dari 20 MPa tidak dibenarkan untuk digunakan dalam pekerjaan struktur beton untuk jembatan, kecuali untuk pembetonan yang tidak dituntut persyaratan kekuatan.
- b. Modulus elastisitas (E_c) berdasarkan *SNI – 03 – 2847 –2002* untuk beton normal dapat ditentukan dengan persamaan berikut :

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} \dots\dots\dots (2.2.1.1)$$

Dimana,

f_c' = Kuat tekan silinder beton 28 hari

Tabel 2.1 Berat sendiri beton

Berat sendiri KuMS	
Beton dicor	1.3

Tabel 2.2 Berat jenis beton

γ Beton	25 kN/m ³
----------------	----------------------

c. Tebal Selimut Beton

Tebal selimut beton direncanakan menurut keadaan lingkungan jembatan dan mutu beton yang digunakan, berdasarkan *RSNI T-12-2004*

Tabel 2.3 Tebal selimut beton nominal

Klasifikasi lingkungan	Tebal selimut beton nominal [mm] untuk beton dengan kuat tekan f_c' yang tidak kurang dari				
	20 MPa	25 MPa	30 MPa	35 MPa	40 MPa
A	35	30	25	25	25
B1	(65)	45	40	35	25
B2	-	(75)	55	45	35
C	-	-	(90)	70	60

2.2.2 Baja

Mutu tulangan yang digunakan adalah sebagai berikut :

1. Untuk tulangan dengan $D < 13 \text{ mm}$, $f_y = 280 \text{ MPa}$, Bridge Design Code, tabel 6.12 hal 35.
2. Untuk tulangan dengan $D \geq 13 \text{ mm}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, Bridge Design Code, tabel 6.12 hal 35.
3. Modulus elastisitas baja adalah 200.000 MPa . Apabila harga tegangan tidak lebih besar dari f_y . (*RSNI T-12-2004*)

Tabel 2.4 Berat sendiri baja

Berat sendiri KuMS	
Baja	1.1

2.3 Dasar-Dasar Perhitungan

Untuk memastikan keamanan struktur jembatan dalam menerima beban-beban yang terjadi terdapat dua pendekatan yakni sebagai berikut :

a. Rencana Tegangan Kerja

Rencana tegangan kerja ialah pendekatan elastis yang digunakan untuk memperkirakan kekuatan atau stabilitas dengan membatasi tegangan dalam struktur sampai tegangan ijin sebesar kurang lebih setengah dari kekuatan struktur aktual pada beban kerja. Nilai tegangan kerja ini harus kurang dari sama dengan tegangan ijin, nilai tegangan ijin diperoleh dari pembagian antara tegangan ultimate yang terjadi dengan faktor keamanan (SF).

Diformulasikan seperti di bawah ini:

$$\begin{aligned}
 \text{Tegangan Kerja} &\leq \text{Tegangan Ijin} \\
 &= \frac{\text{Tegangan Ultimate}}{\text{SF}} \dots\dots\dots \\
 (2.3.1)
 \end{aligned}$$

Kekurangan dalam rencana tegangan kerja adalah kurangnya efisiensi untuk mencapai tingkat keamanan yang konsisten jika faktor keamanan dipergunakan untuk bahan saja

b. Rencana Keadaan Batas

Rencana tegangan batas merupakan istilah yang digunakan untuk menjelaskan pendekatan perencanaan dimana semua fungsi bentuk struktur telah diperhitungkan. Pada rencana keadaan batas, tingkat keamanan digunakan lebih merata pada seluruh struktur dengan menggunakan faktor keamanan parsial. Perbedaan yang ada dari rencana tegangan kerja dengan rencana keadaan batas adalah jika pada rencana tegangan kerja faktor keamanan hanya digunakan untuk bahan, sedangkan pada rencana keadaan batas faktor keamanan terbagi antara beban dan bahan yang mengijinkan adanya ketidakpastian pada dua bagian tersebut atau dapat ditulis:

$$K^R \times \text{kapasitas nominal} \geq K^U \text{ beban nominal} \\ \dots(2.3.2)$$

Dimana : K^R = Faktor reduksi kekuatan
 K^U = Faktor beban

Untuk daftar lengkap faktor reduksi kekuatan dan faktor beban dilihat pada *SNI T-02-2005 Standart Pembebanan Jembatan*.

2.4 Analisis Pembebanan Struktur Jembatan

Pada perencanaan jembatan yang perlu diperhatikan adalah beban – beban yang terjadi pada jembatan. Beban – beban tersebut akan mempengaruhi besarnya dimensi dari struktur jembatan serta banyaknya tuangan yang diperlukan. Pada peraturan teknik jembatan *SNI T-02-2005 Standar Pembebanan Jembatan*.

2.4.1 Beban Mati

Beban mati adalah semua beban tetap yang berasal dari berat sendiri jembatan atau bagian jembatan yang ditinjau, termasuk segala unsur tambahan yang dianggap merupakan satu kesatuan tetap dengannya (RSNI-T-02-2005 pasal 3.6)

2.4.2 Beban Hidup

Beban hidup adalah semua beban yang berasal dari berat kendaraan-kendaraan bergerak/lalu lintas dan/atau pejalan kaki yang dianggap bekerja pada jembatan (RSNI-T-02-2005 pasal 3.7)

1. Beban Lalu Lintas

Beban lalu-lintas adalah seluruh beban hidup, arah vertikal dan horizontal, akibat aksi kendaraan pada jembatan termasuk hubungannya dengan pengaruh dinamis, tetapi tidak termasuk akibat tumbukan (RSNI-T-02-2005 pasal 3.11).

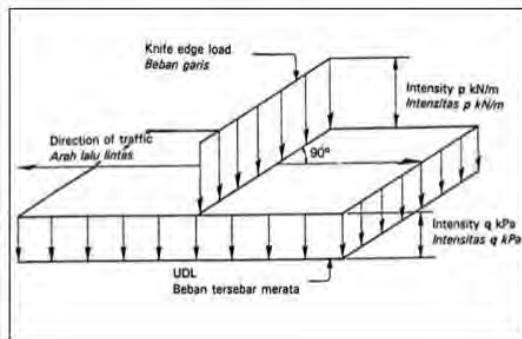
Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri atas beban lajur “D” dan beban truk “T”.

a. Beban Lajur “ D ”

Beban lajur “D” bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya.

Intensitas beban D terdiri dari beban tersebar merata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT).

- Beban Terbagi Merata (BTR = q)
 Nilai q tergantung pada panjang yang dibebani L sebagai berikut :
 - Untuk $L < 30$ m, $q = 9,0$ kN/m²
 - Untuk $L > 30$ m, $q = 8,0$ ($0,5 + 15/L$) kN/m²
- Beban Garis Terpusat (BGT = P)
 Beban garis “ P ” harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jematan. Besarnya nilai p adalah 49 kN/m.

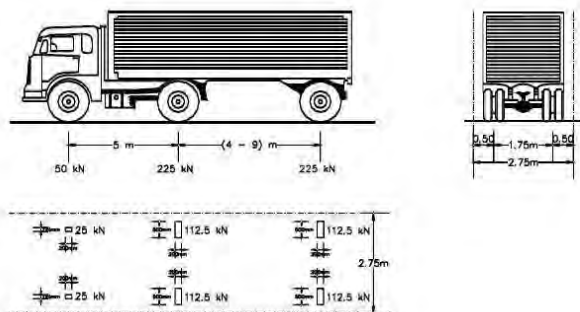


Gambar 2.1 Beban garis terpusat

b. Beban Truk “T”

Beban truk “T” adalah satu kendaraan dengan berat 3 as yang ditempatkan pada beberapa posisi dalam lajur lalu lintas rencana. Tiap as terdiri dari dua bidang kontak pembebanan yang dimaksud sebagai simulasi pengaruh roda kendaraan berat. Hanya satu truk “T” diterapkan per lajur lalu lintas rencana. (RSNI-T-02-2005 pasal 6.1)

Pembebanan truk “T” terdiri dari kendaraan truk semi-trailer yang mempunyai susunan dan berat as seperti pada gambar di bawah. Berat dari masing-masing as disebarkan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Tiap gandar terdiri dari dua pembebanan bidang kontak yang dimaksud agar mewakili pengaruh roda terhadap berat kendaraan. Beban “T” merupakan muatan untuk lantai kendaraan.



Gambar 2.2 Beban Truk

c. Faktor Beban Dinamis (FBD)

Faktor beban dinamis DLA (Dinamic Load Allowance) berlaku pada “KEL” lajur “D” dan truk “T” sebagai simulasi kejut dari kendaraan bergerak pada struktur jembatan. Besarnya . FBD merupakan hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan. Besarnya BGT dari pembebanan lajur “D” dan beban roda dari Pembebanan Truk “T” harus cukup untuk memberikan terjadinya interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan.

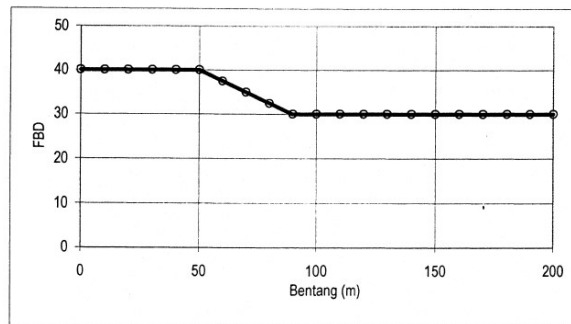
Untuk bentang tunggal panjang bentang ekuivalen diambil sama dengan panjang bentang sebenarnya. Untuk bentang menerus panjang bentang ekuivalen L_E dirumuskan sebagai berikut :

$$L_E = \sqrt{L_{av} \times L_{max}} \dots\dots\dots (2.4.2.1)$$

Dimana :

L_{av} = Panjang bentang rata-rata dari kelompok bentang yang disambungkan secara menerus

L_{max} = Panjang bentang maksimum dalam kelompok bentang yang disambung secara menerus



Gambar 2.3 Beban Lajur D

2.4.3 Beban Lateral

Beban lateral yang bekerja adalah sebagai berikut :

1. Beban Angin

Gaya angin nominal ultimate pada jembatan tergantung pada kecepatan angin rencana sebagai berikut :

$$TEW = 0,0006 C_w (V_w)^2 A_b \dots$$

(2.4.3.1)

Dimana :

V_w = Kecepatan angin rencana (m/dt)

C_w = Koefisien seret

A_b = Luas ekuivalen bagian samping jembatan (m^2)

2. Beban Gempa

Berdasarkan peraturan **SNI 2833 2013 Perancangan Gempa Terhadap Beban Jembatan**, perencanaan beban rencana akibat gempa minimum diperoleh dari serangkaian rumus berikut :

Penentuan kelas situs tanah

$$\bar{N} = \frac{\sum t_i}{\sum n_i} \dots \dots \dots (2.4.3.2)$$

Keterangan :

t_i = tebal lapisan tanah ke – i

N_i = nilai hasil uji penetrasi standar lapisan tanah ke-i

Hasil yang didapat dari perhitungan diatas dapat diplot kedalam tabel situs untuk menentukan kelas situs.

Tabel 2.5 Kelas situs tanah

Kelas Situs	v (m/s)	N	Su
A. Batuan Keras	$v \geq 1500$	N / A	N / A
B. Batuan	$v \leq 1500$	N / A	N / A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan	$350 < v \leq 750$	$N > 50$	$Su \geq 100$
D. Tanah Lunak	$v < 175$		$50 \leq Su \leq 100$
	<p>Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut :</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks Plastisitas $PI > 2$ 2. Kadar air $(w) \geq 40\%$ 3. Kuat geser tak terdrainase $Su < 25$ kPa 		
E. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	<p>Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat 		

	<p>sensitif, tanah tersementasi lemah</p> <ul style="list-style-type: none"> - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3m) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m
--	---

Penentuan Faktor Situs

Untuk penentuan respons spektra di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi pada periode nol detik (FPGA), periode pendek / $T=0,2$ detik (FA) dan periode 1 detik (Fv).

Tabel 2.6 Faktor kelas situs tanah

Kelas Situs	PGA $\leq 0,1$ Ss \leq 0,25	PGA $\leq 0,2$ Ss = 0,5	PGA $\leq 0,3$ Ss = 0,75	PGA $\leq 0,4$ Ss = 1	PGA $\leq 0,5$
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1	1	1	1	1
Tanah Keras (SC)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah Sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah Lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Kelas Situs	PGA $\leq 0,1$ Ss \leq 0,25	PGA $\leq 0,2$ Ss = 0,5	PGA $\leq 0,3$ Ss = 0,75	PGA $\leq 0,4$ Ss = 1	PGA $\leq 0,5$
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1	1	1	1	1
Tanah Keras (SC)	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Tanah Sedang (SD)	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
Tanah Lunak (SE)	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

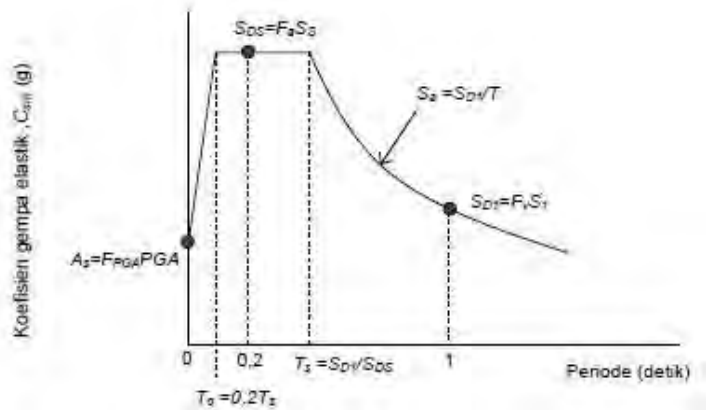
Keterangan :

PGA : percepatan puncak batuan dasar
mengacu pada Peta Gempa Indonesia
2010

Ss : parameter respons spectral percepatan
gempa untuk periode pendek ($T = 0,2$
detik) mengacu pada Peta Gempa
Indonesia 2010

SS : lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik

Respons Spektrum Rencana



Gambar 2.4 Grafik Respons Spektrum

Perumusan respons spektra adalah sebagai berikut :

$$A_s = F_{PGA} \times PGA$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s$$

$$S_{D1} = F_v \times S_1$$

Koefisien Respons Gempa Elastik

1. Untuk periode lebih kecil dari T_0 , koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) didapatkan dari persamaan berikut :

$$C_{SM} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s$$

.....(2.4.3.3)

2. Untuk periode lebih besar atau sama dengan T_0 , dan lebih kecil atau sama dengan T_S , respons spektra percepatan, C_{sm} adalah sama dengan SDS .
3. Untuk periode lebih besar dari T_S , koefisien respons gempa elastik (C_{sm}) didapatkan dari persamaan berikut :

$$C_{SM} = \frac{S_{D1}}{T}$$

.....(2.4.3.4)

Keterangan:

S_{DS} : nilai spektra permukaan tanah pada periode pendek ($T = 0.2$ detik)

S_{D1} : nilai spektra permukaan tanah pada periode 1,0 detik

T_0 : $0.2 T_S$

T_S : $\frac{S_{D1}}{S_{DS}}$

Faktor modifikasi respons

Gaya gempa rencana pada bangunan bawah dan hubungan antara elemen struktur ditentukan dengan cara membagi gaya gempa elastis dengan faktor modifikasi respons (R) sesuai dengan tabel berikut :

Tabel 2.7 Faktor Modifikasi Respons (R)
untuk Bangunan Bawah

Bangunan Bawah	Kategori Kepentingan		
	Sangat Penting	Penting	Lainnya
Pilar Tipe Dinding	1,5	1,5	2,0
Kolom Beton Bertulang			
Tiang Vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang Miring	1,5	1,5	2,0
Kolom Tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja & komposit			
Tiang Vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang Miring	1,5	2,0	3,0
Kolom Majemuk	1,5	3,5	5,0

Tabel 2.8 Faktor Modifikasi Respons (R)
untuk Hubungan antar Elemen Struktur

Hubungan Elemen Struktur	Semua Kategori Kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0,8
Sambungan muai (dilatasi) pada bangunan atas	0,8
Kolom, pilar, atau tiang dengan bangunan atas	1,0
Kolom atau pilar dengan pondasi	1,0

Gaya Gempa yang Diperkirain

Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respons elastik (C_{sm}) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respons (R) dengan rumus sebagai berikut:

$$E_q = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \dots\dots\dots (2.4.3.5)$$

Keterangan :

E_q = gaya gempa horizontal statis (kN)

C_{sm} = koefisien respons gempa elastik
pada moda getar ke- m

R = faktor modifikasi respons

W_t = berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN)

2.4.4 Kombinasi Beban

Kombinasi pembebanan didasarkan pada ketentuan dalam *SNI T-02 -2005 Standar*

Pembebanan Jembatan yaitu :

Tabel 2.9 Kombinasi Beban Umum untuk Keadaan Batas Kelayakan dan Ultimit

Aksi	Kelayanan					Ultimit				
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
Aksi Permanen	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Berat Sendiri	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Beban Mati Tambahan	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Susut Rangkak	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Pratekan	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Beban Pelaksanaan	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Tekanan Tanah	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Penurunan	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Aksi Transien										
Beban Lajur D atau Beban Truk T	x	o	o	o		x	o	o	o	o
Gaya Rem	x	o	o	o			o	o	o	o
Beban Pejalan Kaki		x					x			
Gesekan Perletakan	o	o	x	o	o	o	o	o	o	o

Pengaruh Suhu	o	o	x	o	o	o	o	o	o	
Aliran/hanyutan /batang kayu	o		o	x	o	o		x	o	
Aksi	kelayanan					ultimit				
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
Beban angin			o	o	x	o		o	x	
Aksi Khusus										
Gempa									x	
Beban Tumbukan										
Pengaruh Getaran	x	x								
Beban Pelaksanaan					x					

Tabel 2.10 Kombinasi Beban untuk Perencanaan Tegangan Kerja

Aksi	Kombinasi No.						
	1	2	3	4	5	6	7
Aksi Tetap	x	x	x	x	x	x	X
Beban Lalu Lintas	x	x	x	x	-	-	X
Pengaruh Temperatur	-	x	-	x	-	-	-
Arus/hanyutan /hidro/daya apung	x	x	x	x	x	-	-
Beban angin	-	-	x	x	-	-	-
Pengaruh gempa	-	-	-	-	x		-
Beban tumbukan	-	-	-	-	-	-	X
Beban pelaksanaan	-	-	-	-	-	x	-
Tegangan berlebihan yang diperbolehkan	nol	25 %	25 %	40 %	50 %	30 %	50 %

Dalam perencanaan jembatan direncanakan pula jumlah lajur yang disesuaikan dengan kebutuhan jembatan tersebut. Adapun jumlah lajur tersebut seperti pada **BMS BDM hal 2-20** adalah sebagai berikut :

Tabel 2.11 Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana

Jenis Jembatan	Lebar Jalan Kendaraan Jembatan (m)	Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana
Lajur Tunggal	4,0 - 5,0	1
Dua arah, tanpa median	5,5 - 8,25 11,2-15,0	2 4
Jalan Kendaraan Majemuk	10,0 - 12,9 11,25 - 15,0 151,1 - 18,75	3 4 5

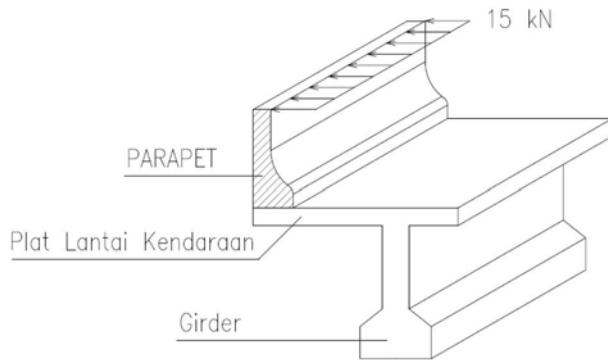
2.5 Data Tanah

Data Tanah untuk pondasi sumuran dapat di desain pada kedalaman tanah tertentu, pada saat nilai $N > 50$ (tanah keras).

2.6 Perencanaan Bangunan Atas

Seperti telah disebutkan diatas, yang termasuk pada bangunan atas jembatan adalah sandaran, pelat lantai dan trotoar, gelagar dan diafragma. Bagian – bagian tersebut dijabarkan sebagai berikut :

2.6.1 Perencanaan Parapet



Gambar 2.5 Beban Pada Parapet

Pada tugas akhir ini, sandaran jembatan menggunakan parapet sebagai dinding penahan kendaraan, karena Jembatan Klenteng merupakan bagian dari Jalan Tol Solo – Kertosono sehingga tidak terdapat kerb dan trotoar.

Parapet direncanakan untuk menahan benturan dan menjaga kendaraan agar tidak keluar dari jembatan (fungsi kerb) sehingga beban hidup yang digunakan dalam perencanaannya adalah memakai beban hidup kerb, yaitu sebesar 15 kNm.

2.6.2 Perencanaan Pelat Lantai

Pelat lantai yang berfungsi sebagai jalan kendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum t_s sesuai dengan **SNI T-02-2005 Standar Pembebanan Jembatan**

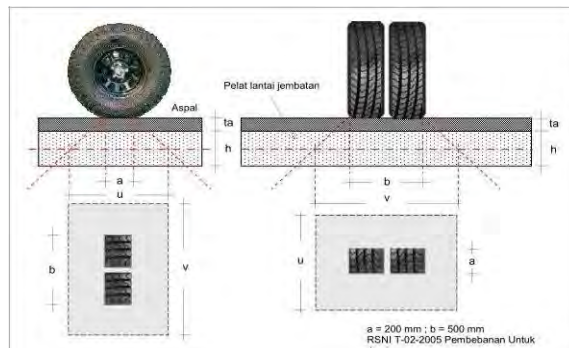
$$t_s \geq 200 \text{ mm}$$

$$t_s \geq (100 + 40l) \text{ mm}$$

Dimana :

l = bentang pelat diukur dari pusat ke pusat tumpuan (m)

Kontrol tebal pelat rencana terhadap geser pons :



Gambar 2.6 Distribusi geser pons pada plat

Distribusi Geser Pons

Geser Pons Tumpuan (gaya geser yang terjadi di atas girder) :

$$P_{\max} = K_{uTT} \times (P_{\text{roda}} + (1 + DLA))$$

Dimana : $K_{uTT} = 2$

$$P_{\text{roda}} = 10 \text{ T}$$

$$DLA = 0,3$$

$$b = b_{roda} + 2ta + tp$$

$$a = a_{roda} + 2ta + tp$$

$$K^R_C = 0,6 \text{ (untuk geser)}$$

$$Vuc = K^R_C \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b \times d \times \left(\frac{A_{st} \times f_{c'}}{b \times d} \right)^{1/2}$$

Dimana :

$$d = b - d - \phi_{tul.geser} - \frac{1}{2} \phi_{tul.letur}$$

$$K^R_C = 0,75$$

$$\beta_1 = 1,4 - \left(\frac{d}{2000} \right) \leq 1,1$$

$$\beta_1 = 1$$

$$\beta_1 = 1$$

A_{st} = luas potongan melintang dari tulangan memanjang

$$f_{c'} = 30 \text{ MPa}$$

$$Vuc = 0,6 \times \frac{1}{6} \times f_{c'}^{1/2} \times b \times d \text{ (SNI)}$$

Kontrol geser yang terjadi, $Vuc \text{ (SNI)} > Vuc \text{ (BMS)}$

Perencanaan tulangan pelat lantai :

a. Pelat Tipe A

Pelat tipe A atau pelat lantai kantilever, sehingga perletakkannya dianggap jepit-bebas pada kedua sisinya

- Beban yang terjadi pada pelat kantilever (tepi)

yaitu :

1. Beban Mati Merata

Beban yang terjadi pada kantilever adalah sebagai berikut :

- Berat sendiri pelat lantai kendaraan
- Trotoar = (t rabat x l x γ beton)

- Kerb = $2 \times (t \text{ kerb} \times l \text{ kerb} \times \gamma \text{ beton})$

- Air hujan = $(t \text{ air hujan} \times l \times \gamma \text{ air})$

Dari beban – beban diatas maka akan didapat qD total, maka:

$$qD = (qD1 + qD2 + qD3 + qD4) \text{ T/m}$$

Maka digunakan persamaan momen seperti berikut :

$$M_{\text{maks}} = 1/8 q l^2$$

2. Beban Mati Terpusat

Dari perhitungan diatas maka dapat didapat PD total yaitu :

- Tiang sandaran = $(\text{vol. sandaran} \times \gamma \text{ beton})$

- Pipa sandaran = $(A \text{ pipa} \times \text{jumlah pipa} \times l \times \gamma \text{ pipa})$

$$PD_{\text{total}} = PD_1 + PD_2 \text{ (ton)}$$

Dari hasil PD total diatas, maka dapat dicari momen PD yang bekerja pada tumpuan dan lapangan. Maka digunakan persamaan momen seperti berikut:

$$M_{\text{maks}} = P l$$

Jadi, M maks total untuk beban mati= M maks beban merata + M maks beban terpusat.

3. Beban Hidup Merata

Beban hidup yang bekerja pada pelat lantai kantilever adalah beban pejalan kaki

berdasarkan *SNI T-02 -2005 Standar Pembebanan Jembatan*.

Dari pembebanan diatas dapat dicari qL yang bekerja pada pelat kantilever, sebagai berikut :

- Pejalan kaki (qL) = $qL \times b$ trotoir

Dimana : qL = beban pejalan kaki

b trotoar = lebar trotoar
yang terbebani

Digunakan persamaan momen seperti berikut:

$$M_{maks} = 1/8 qL^2$$

Kombinasi :

$$M = (M \text{ mati total} \times K_u M_s) + (M \text{ hidup} \times K_u T_P)$$

Penulangan Lentur pada Pelat Lantai Kendaraan

M_u = dari hasil M kombinasi

$$M_n \text{ perlu} = \frac{M_u}{\phi} T_m$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$\rho_b = \beta_1 \times \frac{0,85 f_{c'}}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho \text{ max} = 0,75 \times \rho_b$$

Kontrol :

$$\rho \text{ min} < \rho < \rho \text{ max}$$

Jika ρ berada diantara $\rho \text{ min}$ dan $\rho \text{ maks}$, maka yang digunakan adalah ρ .

$$d = d \text{ pelat} - \text{decking} - \frac{\phi \text{ tul}}{2}$$

dimana : d = tebal efektif pelat

d_{pelat} = tebal pelat lantai
 d_{decking} = tebal selimut
 \emptyset_{tul} = diameter tulangan yang digunakan

Luas tulangan yang diperlukan (A_{st}) :

$$A_{st\text{perlu}} = \rho_{\text{pakai}} \times b \times d$$

$$n \text{ t (jumlah tulangan)} = \frac{A_{st\text{perlu}}}{A_{st\text{tul.lentur}}}$$

Kontrol, $M_n > M_{n\text{perlu}}$

$$a = \frac{A_{st} f_y}{0,85 f_c' b} \text{ mm}$$

$$M_n = A_{st} f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Jarak antar tulangan

$$s = \frac{b - (\emptyset n t) - (2 \times d_{\text{decking}})}{5}$$

Jadi, tulangan lentur yang dipasang sesuai jarak yang telah dihitung.

Tulangan Pembagi pada Pelat Lantai Kendaraan (tepi)

$$\text{Penulangan Pembagi} = 20\% \times A_{st\text{pasang}}$$

Rencanakan tulangan pembagi :

$$A_{st\text{pasang}} = \frac{1}{4} \times \pi \times \emptyset^2 \times \left(\frac{b}{s_{\text{tulangan}}} \right)$$

b. Pelat Tipe B

- Beban Mati

Beban yang terjadi pada pelat dalam adalah sebagai berikut :

○ Beban Mati Merata

- Berat sendiri pelat (q_{DL1}) = $t_s \times 2,5$
 $t/m^3 \times l$

- Berat aspal + overlay (qDL_2) = $t_a \times 2,2 \text{ t/m}^3 \times l$
- Berat air hujan (qDL_3) = $t_{\text{air hujan}} \times 1 \text{ t/m}^3 \times l$

Dari beban – beban diatas maka dapat dicari momen qDL yang bekerja pada tumpuan dan lapangan. Dapat digunakan persamaan momen seperti berikut :

$$M_{\text{maks}} = 1/24 q D l^2$$

Dimana : qD = total seluruh beban

l = jarak antar girder dari as ke as

- Beban Hidup Merata

- Beban roda truk “T” = 100 kN = 10.000 kg
- Dengan factor kejut (DLA = 0,3)
- $K_{TT}^U = 2$ (factor untuk beban truk)

Total muatan : $P \text{ truk} = (1+DLA) \times T \times K_{TT}$

Dari hasil P diatas diasumsikan perletakan roda pada pelat dan kemudian diambil hasil momen terbesar.

Ada 2 asumsi pembebanan roda truk pada pelat

1. Pelat dibebani dua truk yang berlawanan arah tapi beban diasumsikan merata. Dapat diasumsikan perletakan strukturnya jepit – jepit. Adapun lebar pelat yang terpengaruhi adalah selebar penyebaran beban roda.

Dengan demikian plat diasumsikan sebagai balok dengan panjang = l , dan lebar = $t_a + \frac{1}{2} t_s + 200 \text{ mm}$ dan tinggi = t_s

Kemudian dihitung beban qL , menggunakan persamaan, seperti berikut :

$$q = \frac{P_{\text{roda}}}{A}$$

Dimana : P_{roda} = total muatan

A = luas penampang
yang terbebani ($2t_a + t_s + 500\text{mm}$)

Dari hasil qL diatas maka dapat dicari nilai momen pada tumpuan dan lapangan, seperti berikut

$$M_{\text{maks}} = 1/24 qL^2$$

Dimana : qL = total seluruh beban
 l = jarak antar girder

2. Pelat dibebani satu beban roda ditengah-tengah bentang (diasumsikan jepit-jepit). Adapun lebar pelat yang terpengaruhi adalah selebar penyebaran beban roda.

Dengan demikian, asumsi struktur plat diantara gelagar adalah sebagai balok dengan panjang = l dan lebar = b dan tinggi = t_s

Kemudian dihitung beban qL , menggunakan persamaan seperti berikut :

$$q = \frac{P \text{ roda}}{A}$$

Dimana : $P \text{ roda}$ = total muatan

A = luas penampang
yang terbebani ($2t_a + t_s + 200\text{mm}$)

Dari hasil qL diatas maka dapat dicari nilai momen pada tumpuan dan lapangan, seperti berikut :

$$M_{\text{maks}} = 1/24 qL^2$$

Dimana : qL = total seluruh beban
 l = jarak antar girder

Dengan demikian, kombinasi momen :

$$M = (M \text{ mati} \times K_uMS) + (M \text{ hidup} \times K_uTP)$$

Penulangan Lentur pada Pelat Lantai Kendaraan (tengah)

M_u = dari hasil M kombinasi

$$M_n \text{ perlu} = \frac{M_u}{\phi} T_m$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$\rho_b = \beta_1 \times \frac{0,85 f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b$$

Kontrol, $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$. Jika ρ berada di antara ρ_{\min} dan ρ_{\max} , maka yang digunakan adalah ρ

Luas tulangan yang diperlukan (A_{st}) :

$A_{st \text{ perlu}} : \rho_{\text{pakai}} \times b \times d$

$$n \text{ t (jumlah tulangan)} = \frac{A_{st \text{ perlu}}}{A_{st \text{ tul.lentur}}}$$

Kontrol, $M_n > M_n \text{ perlu}$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c' b} \text{ mm}$$

$$M_n \text{ perlu} = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{ kN m}$$

Jarak Antar Tulangan

$$s = \frac{b - (\phi n_t) - (2 \times \text{decking})}{5}$$

Jadi, tulangan lentur yang dipasang sesuai dengan yang telah dihitung.

Tulangan Pembagi pada Pelat Lantai Kendaraan (tengah)

$$\text{Tulangan Pembagi} = 20\% \times A_s \text{ pasang}$$

2.6.3 Perencanaan Balok

Perencanaan awal gelagar sesuai dengan **BMS, BDM**
halaman 4-5

Tabel 2.12 Dimensi Gelagar Beton Bertulang

Jenis Unsur	Tinggi Nominal
Gelagar Beton Bertulang	$D \geq 165 + 0,06L$
Catatan : 1. Tinggi pelat menerus adalah 90% dari tinggi bentang sederhana di atas 2. D dan L dalam mm	

Dimana : L = panjang jembatan tiap bentang

Penentuan dimensi tinggi gelagar rencana yaitu :

$$D \geq 165 + 0,06L \dots\dots\dots (2.6.3.1)$$

Untuk penentuan lebar bagian bawah gelagar untuk pelat lantai tidak menerus menggunakan :

$$t \leq 0,5 \times bw \dots\dots\dots (2.6.3.2)$$

Dimana : t = tebal plat lantai

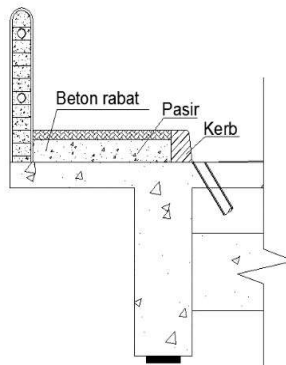
bw = lebar bagian bawah gelagar

Untuk menentukan lebar efektif pada pelat lantai tidak menerus menggunakan :

$$b_E \leq 4 b_w$$

Dimana : bE = lebar efektif (lebar bagian atas gelagar)

bw = lebar bagian bawah gelagar



Gambar 2.7 Permodelan Gelagar Tepi

a. Beban yang Terjadi pada Gelagar Tepi

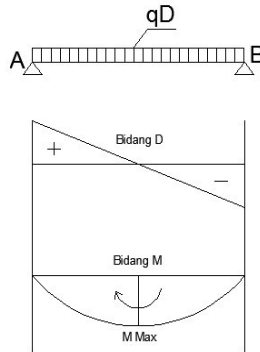
• Beban Mati Berasal dari :

- Berat sendiri gelagar = $b \times h \times \gamma_{\text{beton}}$
- q mati pelat tepi trotoar = $(t \text{ rabat} \times l \times \gamma_{\text{beton}})$

Dari beban – beban diatas maka akan didapat qD total maka:

$$qDL = (qD \text{ total}) T/m$$

Dari hasil qDL total diatas, maka dapat dicari momen qDL yang bekerja maksimum. Dandari data tersebut dapat dihitung untuk gaya dalam (bidang D) dan momen (bidang M), sebagai berikut :



Bidang D dan M Girder

- Bidang D lapangan AB

$$D = R_{vA} - q \times \dots\dots\dots$$

(2.6.3.3)

dimana : R_{vA} = gaya vertikal pada titik A

q = beban mati (qDL)

x = jarak

- Bidang M lapangan AB

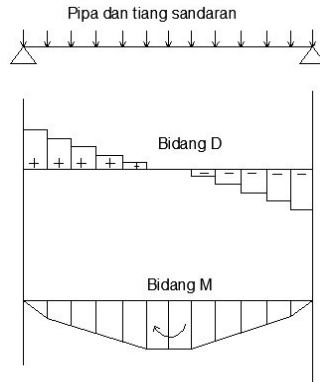
$$M_{\max} = \frac{1}{2} q l^2 \dots\dots\dots$$

.(2.6.3.4)

dimana : q = beban mati (qDL)

l = jarak

- Beban Mati Terpusat (pada gelagar tepi)
- pD sandaran
- Diafragma = $\frac{1}{2}$ (s diafragma x t x b x γ beton)



Bidang D dan M akibat Parapet

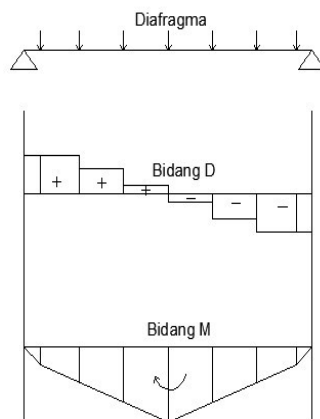
$$M \text{ maks akibat tiang sandaran} = \frac{1}{4} P l$$

$$\text{Kombinasi M beban mati} = M_{\max} \times 1,3$$

$$M \text{ maks akibat pipa sandaran} = \frac{1}{4} P l$$

kombinasi

$$M \text{ beban mati} = M_{\max} \text{ pipa}$$



Bidang D dan M akibat Diafragma

$M_{\text{maks akibat diafragma}} = \frac{1}{4} P l \dots (2.6.4.5)$

Kombinasi M beban mati = M_{maks}

$\times 1,3 \dots (2.6.4.6)$

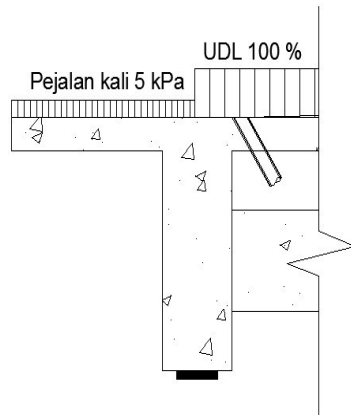
Total M mati = ($M_{\text{maks beban merata}} \times$

K_uMS) + ($M_{\text{maks beban terpusat}} \times$

- **Beban Hidup pada Gelagar Tepi**

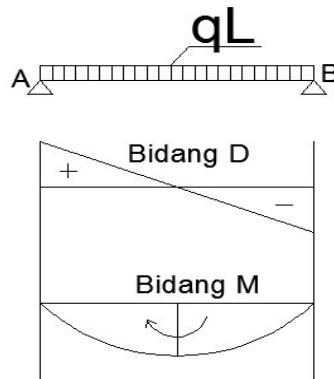
Beban hidup balok memanjang berupa beban D dan T yang bergantung pada lebarnya jalur kendaraan, untuk lebar jalur kendaraan jembatan kurang atau sama dengan 5,5 m, maka beban D harus ditempatkan pada seluruh jalur dengan intensitas 100%, dan apabila lebih besar dari 5,5 m beban D harus ditempatkan pada jalur lalu-lintas rencana yang berdekatan dengan intensitas yang tercantum pada ***SNI T-02-2005 Standar Pembebanan Jembatan***, sedangkan sisa dari jalur dengan intensitas sebesar 50% seperti tercantum pada ***SNI T-02-2005 Standar Pembebanan Jembatan***

100 % beban UDL, $q = 0,8 \text{ T/m}$ untuk $L < 30 \text{ m}$



Gambar 2.8 Beban Hidup Gelagar Tepi

• Beban Hidup Merata



Bidang D dan M akibat Beban Hidup Merata

- Pejalan kaki = $(q \text{ pejalan kaki} \times l) \dots \dots (2.6.4.7)$
- Beban UDL 100% = $(q \text{ UDL} \times l) \dots \dots (2.6.4.8)$

$$qL \text{ total} = \text{pejalan kaki} + \text{UDL} \dots \dots \dots (2.6.4.9)$$

Dari hasil beban diatas maka dapat dihitung untuk gaya dalam (bidang D) dan momen (bidang M), sebagai berikut:

- Bidang D lapangan AB

$$D = R_{VA} - q \times \dots \dots \dots (2.6.4.10)$$

dimana : R_{VA} = gaya vertikal pada titik A

q = beban mati (qDL)

x = jarak

- Bidang M lapangan AB

$$M_{\max} = R_{VA} - q \times \left(\frac{1}{2}x\right) \dots \dots \dots (2.6.4.11)$$

Dimana, q = beban mati (qDL)

l = jarak

- Beban Hidup Terpusat

Beban hidup pada gelagar yang bekerja terpusat adalah “BGT”. Beban garis (BGT) sebesar P kN/m, ditempatkan dalam kedudukan sembarang sepanjang jembatan dan tegak lurus pada arah lalu lintas. (berdasarkan *SNI T-02 -2005 Standar Pembebanan Jembatan*).

- Beban BGT, $P = 4,9 \text{ T/m}$

- Beban KEL = $(P \text{ KEL} \times l) \dots \dots \dots (2.6.4.12)$

Dari hasil beban struktur diatas maka dapat dihitung untuk gaya dalam (bidang D) dan momen (bidang M), sebagai berikut :

$$M_{\max} \text{ akibat KEL} = P \times l \dots \dots \dots (2.6.4.13)$$

Total M hidup = M maks beban merata +

Mmaks beban tepusat

Kombinasi : $M = M \text{ mati total} + M \text{ hidup}$

KuTP.....(2.6.3.14)

- b. Penulangan pada Gelagar Tepi

- Alur Penulangan Lentur

Berdasarkan buku beton bertulang susunan *SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan*, dalam

memeriksa penampang balok harus memenuhi kriteria sebagai berikut:

1. $M_n > M_u$
2. $\phi M_n > M_u$

Dimana :

ϕ = faktor reduksi akibat kesalahan dalam perkerasan

M_n = momen nominal dari penampang

M_u = momen batas terfaktor

Berdasarkan buku beton bertulang, **SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan**, faktor ϕ bermacam-macam tergantung pada perilaku maupun jenis elemen strukturnya. Faktor reduksi kekuatan terhadap lentur yaitu 0,9.

$$M_n \text{ perlu} = \frac{M_u}{\phi} \text{ kNm} \dots \dots \dots (2.6.4.15)$$

Berdasarkan buku beton bertulang **SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan**, letak garis netral (x) saat kondisi *balanced*, yaitu :

$$\rho_b = \beta_1 \times \frac{0,85 f_{c'}}{f_y} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \dots (2.6.4.16)$$

Dimana : ρ_b = Kondisi berimbang

f_y = Mutu baja (MPa)

β_1 = faktor garis netral (0,85)

$f_{c'}$ = mutu beton (MPa)

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b \dots \dots \dots (2.6.4.17)$$

Dimana ρ_b = dari hasil nilai hitungan di atas

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \dots \dots \dots (2.6.4.18)$$

Dimana : f_y = mutu baja (MPa)

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_y} \dots \dots \dots (2.6.4.19)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} \dots \dots \dots (2.6.4.20)$$

Dimana :

R_n = kuat rencana

M_n = momen nominal dari penampang

ϕ = 0,8

b = jarak antar girder

d = tinggi bersih

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_n R_n}{f_y}} \right) \dots (2.6.4.21)$$

Kontrol, $\rho_{\text{min}} < \rho < \rho_{\text{max}}$

- Luas tulangan yang diperlukan (A_{st}) = $\rho \times b \times d$

Dimana :

ρ = didapat dari hasil kontrol diatas

b = jarak antar gelagar as ke as

d = tebal efektif

$$n_t = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \pi d^2}$$

- Penentuan Gelagar T Asli atau T Palsu
 - Alur Penulangan Geser
 - Menentukan gaya lintang maksimum
 - Menghitung batas kehancuran badan
 - Menghitung bagian beton terhadap kekuatan geser (V_{uc})
 - Menghitung kuat geser minimum
 - Kontrol
- c. Beban yang terjadi pada gelagar tengah
 - Beban mati merata (q_D) berasal dari :
 - Berat sendiri balok gelagar
 - q mati pelat tengah
 - Beban mati terpusat
 - Beban hidup pada gelagar tengah
 - Beban hidup terpusat
 - Beban BGT, $P = 4,9 \text{ T/m}$

$$\text{Beban BGT} = (P \text{ BGT} \times l) \dots \dots (2.6.4.22)$$
- d. Penulangan pada gelagar tengah
 - Alur penulangan lentur

Berdasarkan buku beton bertulang susunan *SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan*, dalam memeriksa penampang balok harus memenuhi kriteria sebagai berikut:

 1. $M_n > M_u$
 2. $\phi M_n > M_u$

Dimana :

ϕ = faktor reduksi akibat kesalahan dalam perkerasan

M_n = momen nominal dari penampang

M_u = momen batas terfaktor

Berdasarkan buku beton bertulang, **SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan**, faktor ϕ bermacam-macam tergantung pada perilaku maupun jenis elemen strukturnya. Faktor reduksi kekuatan terhadap lentur yaitu 0,9.

$$M_n \text{ perlu} = \frac{M_u}{\phi} \text{ kNm} \dots \dots (2.6.4.15)$$

Berdasarkan buku beton bertulang **SNI T-12-2004 Struktur Beton Jembatan**, letak garis netral (x) saat kondisi *balanced*, yaitu :

$$\rho_b = \beta_1 \times \frac{0,85 f_{c'}}{f_y} \times \left(\frac{600}{600+f} \right) \dots (2.6.4.16)$$

Dimana : ρ_b = Kondisi berimbang
 f_y = Mutu baja (MPa)
 β_1 = faktor garis netral

(0,85)

$f_{c'}$ = mutu beton (MPa)

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b \dots \dots \dots (2.6.4.17)$$

Dimana ρ_b = dari hasil nilai hitungan di atas

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \dots \dots \dots (2.6.4.18)$$

Dimana : f_y = mutu baja (MPa)

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_y} \dots \dots \dots (2.6.4.19)$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} \dots \dots \dots (2.6.4.20)$$

Dimana :

R_n = kuat rencana

M_n = momen nominal dari penampang

ϕ = 0,8

b = jarak antar girder

d = tinggi bersih

$$\rho = \frac{K_{cr} f_y \sqrt{(K_{cr} f_y)^2 - 2,4 K_{cr} \left(\frac{M^*}{b d^2} \right) \left(\frac{f_y^2}{f_c'} \right)}}{1,2 K_{cr} \left(\frac{f_y^2}{f_c'} \right)} \dots (2.6.4.23)$$

Kontrol, $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

Luas tulangan yang diperlukan (A_s) = $\rho \times b \times d$

Dimana : ρ = didapat dari hasil kontrol diatas

b = jarak antar gelagar as ke as

d = tebal efektif

$$n_t = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \pi d^2} \dots (2.6.4.24)$$

Dari hasil n_t maka akan didapat jumlah tulangan yang dibutuhkan

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c' b} \dots (2.6.4.25)$$

$$x = \frac{a}{0,8}$$

Dimana dari hasil x dapat menentukan letak garis netral

Kontrol : $M_n \text{ ada} > M_n \text{ perlu}$

$$M_n \text{ ada} = A_s f_y \left(d - \frac{d}{a} \right) \text{ kNm} \dots (2.6.4.26)$$

Penentuan gelagar T asli atau T palsu

Dinyatakan gelagar T tersebut palsu apabila garis netral berada dalam flens.

Sedangkan gelagar tersebut T asli apabila garis netral berada di luar flens

2.6.4 Perencanaan Diafragma

Perencanaan dimensi balok diafragma tidak ada pedoman pasti, sehingga digunakan acuan sebagai berikut :

Perletakan balok diafragma dianggap jepit – jepit

- Beban yang terjadi, yaitu :
 - Beban mati merata :

$$\text{Beban sediri Diafragma} = b \times h \times \gamma \text{ beton}$$
 - Kombinasi = (Momen mati x KuMS) + (Momen Hidup x KuTP)

2.6.5 Perencanaan Perletakan

2.6.5.1 Dasar Perencanaan

Berdasarkan pedoman yang dikeluarkan oleh Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat yang berjudul *Perancangan Banatalan Elastomer Untuk Perletakan Jembatan* perletakan jembatan merupakan salah satu komponen dalam struktur jembatan yang berfungsi sebagai media penyalur beban antara bangunan atas dan bangunan bawah. Oleh karena itu, perletakan harus dirancang untuk mengakomodasi perputaran dan dapat memberikan perpindahan tertentu. Perletakan yang akan dipakai dalam perencanaan ini adalah perletakan bearing pad.

2.6.5.2 Perencanaan Bantalan Elastomer Berlapis

1. Luas area elastomer yang diperlukan
2. Asumsikan dimensi-dimensi dalam perletakan elastomer berdasarkan perhitungan luas yang telah dihitung di no 1

3. Hitung shape faktor / faktor bentuk

$$S = \frac{A}{I_p h_{ri}} \dots\dots\dots(2.6.6.1)$$

$$I_p = 2(L + W) \dots\dots\dots (2.6.6.2)$$

Dimana :

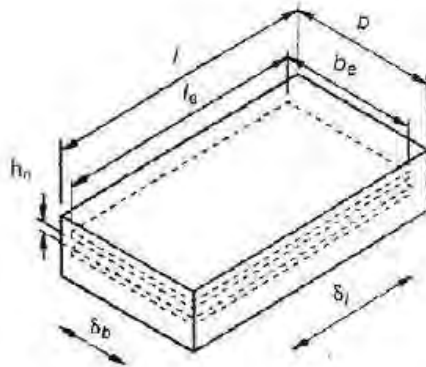
S = faktor bentuk

A = luas keseluruhan/bonded surface area (mm^2)

I_p = keliling elastomer, termasuk lubang/bonded surface perimeter (mm)

h_{ri} = ketebalan efektif karet pada lapisan antara/internal layer (mm)

I = panjang efektif keseluruhan elastomer (mm)



Gambar 2.9 Bearing pad

Faktor bentuk (S) harus berada dalam batas berikut ini:

- Untuk bantalan polos $1 < S < 4$
- Untuk bantalan tipe berlapis $1 < S < 12$

4. Cek tegangan izin

$$\sigma_s = \frac{(P_{DL} + P_{LL})}{A} \dots\dots\dots(2.6.6.3)$$

$$\sigma_s = \frac{(P_{DL} + P_{LL})}{A} \dots\dots\dots(2.6.6.4)$$

Dimana :

A = luas keseluruhan/bonded surface area (mm²)

PDL= beban mati rencana (N)

PLL= beban hidup rencana (N)

σ_s = tegangan rata-rata akibat beban total (Mpa)

σ_L = tegangan rata-rata akibat beban hidup (Mpa)

Terlepasnya elastomer dari pelat penguatnya dapat dicegah dengan menggabungkan batasan tekan yang dipenuhi berdasarkan persamaan berikut:

$$\sigma_s \leq 7 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(2.6.6.5)$$

$$\sigma_s \leq 1,0 \text{ GS} \dots\dots\dots(2.6.6.6)$$

Keterangan : G = modulus geser elastomer

S = faktor bentuk

σ_s = tegangan rata-rata akibat beban total (Mpa)

5. Cek deformasi geser

h_{rt} = jumlah tebal lapisan internal + jumlah tebal cover

$$h_{rt} = 2 \Delta s \dots\dots\dots(2.6.6.7)$$

Dimana : h_{rt} = ketebalan total elastomer

Δs = deformasi geser rencana

6. Cek Rotasi

$$\sigma_s = 0,5 G S \left(\frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{s,x}}{n} \dots\dots\dots(2.6.6.8)$$

$$\sigma_s = 0,5 G S \left(\frac{W}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{s,x}}{n} \dots\dots\dots(2.6.6.9)$$

Keterangan :

n = jumlah lapisan internal karet

G = modulus geser elastomer (Mpa)

$\theta_{s,x}$ = maksimum perputaran pada setiap sumbu (rad)

S = faktor bentuk

h_{ri} = ketebalan lapisan internal (mm)

W = lebar dari bantalan elastomer (tegak lurus terhadap sumbu memanjang jembatan) (mm)

L = panjang dari bantalan elastomer (sejajar dengan sumbu memanjang jembatan) (mm)

7. Cek Stabilitas

$$H \leq \frac{L}{3} \dots\dots\dots(2.6.6.10)$$

$$H \leq \frac{W}{3} \dots\dots\dots(2.6.6.11)$$

$$h_{cover} < 0,7 h_{ri}$$

Keterangan :

H = tinggi dari bantalan elastomer

L = panjang dari bantalan elastomer (sejajar dengan sumbu)

W = lebar dari bantalan elastomer (tegak lurus terhadap sumbu memanjang jembatan)
(mm)

h_{ri} = ketebalan lapisan internal (mm)

8. Menentukan Tebal Pelat

- Kondisi Layan

$$h_s \leq \frac{3 h_{rmax} \sigma_s}{f_y} \dots\dots\dots(2.6.6.12)$$

- Kondisi Fatik

$$h_s \leq \frac{3 h_{rmax} \sigma_L}{f_y} \dots\dots\dots(2.6.6.13)$$

Keterangan :

h_{rmax} = ketebalan maks lapisan elastomer pada bantalan elastomer (mm)

h_s = ketebalan lapisan plat pada elastomer berlapis plat (mm)

f_y = batas ulur dari pelat baja yang digunakan (MPa)

FTH = batas fatik (*constant amplitude fatigue threshold*) yang digunakan(MPa)

σ_s = tegangan rata-rata akibat beban total (MPa)

σ_L = tegangan rata-rata akibat beban hidup (MPa)

2.7 Perencanaan Bangunan Bawah

Yang termasuk bangunan bawah jembatan adalah abutmen, pondasi, dan pilar. Dimana setiap bagian tersebut akan dijelaskan sebagai berikut:

2.7.1 Perencanaan Abutment

Kepala jembatan(abutmen) merupakan suatu bangunan / bagian dari konstruksi jembatan yang menerima beban dari bangunan atas dan tekanan tanah yang selanjutnya akan disalurkan ke pondasi. Tekanan tanah dapat berupa tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif. Tekanan tanah aktif adalah tekanan tanah yang membebani dinding penahan tanah dengan arah horizontal di bagian belakang abutmen dan besar tekanan dapat meningkat perlahan – lahan sampai mencapai harga tetap. Sedangkan tekanan tanah pasif adalah tekanan tanah yang mempunyai tegangan horizontal yang arahnya berlawanan dengan tekanan tanah aktif.

Beban yang bekerja pada abutment yaitu :

- Beban Vertikal
 - ♦ Beban dari bangunan atas (tercantum pada perhitungan girder)
 - ▲ Beban mati merata
 1. Berat sendiri gelagar
 2. Berat parapet
 3. Berat barrier
 4. Berat air hujan
 5. Berat pelat kendaraan
 6. Berat aspal+overlay
 - ▲ Beban mati terpusat
 1. Berat parapet
 2. Berat barrier
 3. Berat diafragma

- ▲ Beban hidup merata
 1. Beban pejalan kaki
 2. Beban UDL
 - ▲ Beban hidup terpusat
 1. Beban KEL
 - ♦ Berat sendiri abutment
 - ♦ Berat pelat injak
 - ♦ Berat tanah
- Beban Vertikal
 - ♦ Tekanan Tanah
 - ♦ Tekanan Tanah Aktif

Arah gaya dari tekanan tanah aktif adalah horizontal ke arah dalam jembatan, tepatnya tanah aktif berada di belakang abutmen sesuai dengan ***SNI T-02 -2005 Standar Pembebanan Jembatan.***

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

.....(2.7.1.1)

$$Q_a = \lambda \times h^2 \times K_a \text{(2.7.1.2)}$$

$$T_{a1} = q \times b \text{(2.7.1.3)}$$

$$T_{a2} = 1/3 \times q \times b \text{(2.7.1.4)}$$

Dimana :

$$K_a = \text{Koefisien tanah aktif}$$

$$a = \text{Sudut kemiringan dari urugan}$$

$$\gamma_t = \text{berat volume tanah (1,83 t/m}^3\text{)}$$

$$\phi = \text{sudut geser tanah}$$

$$c = \text{koefisien geser tanah}$$

$$\delta = \text{rencana sudut geser tembok (2/3 } \phi \text{)}$$
 - ♦ Tekanan Tanah Pasif

Tekanan tanah pasif pada kepala jembatan direncanakan setinggi poer. Untuk menghitung tekanan tanah pasif

digunakan cara yang sama dengan tekanan tanah aktif

$$K_p = \tan^2 (45 + \phi/2) \dots\dots\dots(2.7.1.5)$$

$$q_p = \lambda \times h^2 \times K_p \dots\dots\dots(2.7.1.6)$$

$$T_p = 0,5 \times q \times b \dots\dots\dots(2.7.1.7)$$

♦ Tekanan Tanah Dinamis

Jika diasumsikan abutmen sebagai tembok flekisbel (BMS BDC 1992 Lampiran A-21) maka sudut kemiringan tepi belakang tembok diukur terhadap vertikal (β)

$$\emptyset = \tan^{-1} (K_{cr} \times \tan \emptyset) \dots\dots\dots(2.7.1.8)$$

$$\delta = 2/3 \emptyset \dots\dots\dots(2.7.1.9)$$

$$K_{aG} =$$

$$\frac{\cos^2(\emptyset^0 - \beta - \theta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta^0 + \beta + \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\emptyset^0 + \delta^0) \cdot \sin(\emptyset^0 - \alpha - \theta)}{\cos(\delta^0 + \beta + \theta) \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right)} \dots\dots\dots(2.7.1.10)$$

$$\Delta K_{aG} = K_{aG} - K_a \dots\dots\dots(2.7.1.11)$$

$$\Delta PG = \frac{\gamma t H^2}{2} \times \Delta K_{aG} \times H \dots\dots\dots(2.7.1.12)$$

Dimana :

K_{aG} = koefisien tekanan tanah aktif dinamik

ΔK_{aG} = Tambahan koefisien tekanan tanah dinamik

ΔPG = Tekanan tanah dinamik

β = sudut geser tepi belakang tembok

α = sudut kemiringan jurugan
(0,83)

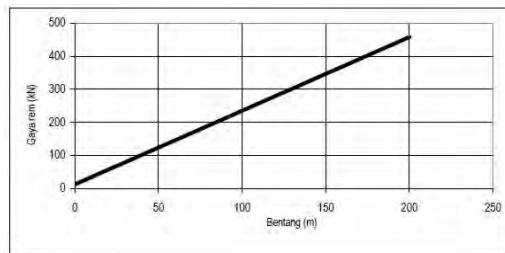
δ = rencana sudut geser tembok

ϕ = sudut geser tanah nominal

Dari analisis pembebanan diatas, maka selanjutnya akan dilanjutkan dengan analisis momen dan gaya

♦ Beban Rem

Analisis beban rem berdasarkan ***SNI T-02 -2005 Standar Pembebanan Jembatan*** maka gaya rem diperhitungkan senilai dengan gaya rem sebesar 5% dari beban lajur D yang dianggap ada pada semua jalur lalu lintas atau bisa menggunakan tabel berikut



Gambar 2.10 Grafik Beban Rem

♦ Gaya Gempa Bumi

Analisis beban gempa berdasarkan *SNI 2833-2013 Perancangan Jembatan Terhadap Beban Gempa*, beban gempa direncanakan dengan metode beban horizontal statis ekuivalen. Beban gempa bangunan atas yang masuk pada abutmen direncanakan 50% dari total beban.

♦ Beban Angin

Gaya angin (Tew) =

$$0,0006 \cdot C_w \cdot V_w^2 \cdot A_b \text{ (kN) } \dots (2.7.1.13)$$

Dimana:

A_b = Luas koef bagian samping jembatan

L = Panjang jembatan(m)

d = Tinggi samping jembatan yang terkena angin, dimana hal ini adalah jarak dari antar gelagar sampai tinggi truk (m)

Tabel 2.13 Kecepatan Angin

Keadaan Batas	Lokasi	
	< 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya Layan	30 m/s	25 m/s
Ultimate	35 m/s	30 m/s

2.7.2 Perencanaan Pondasi

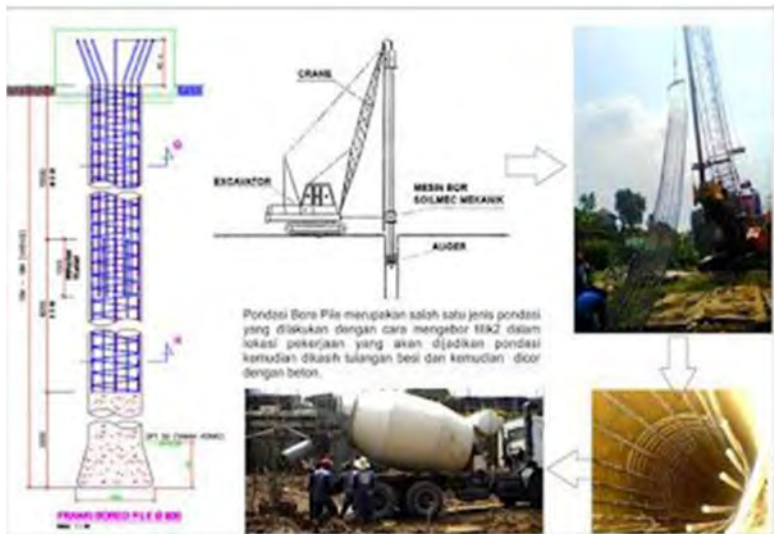
Pemilihan pondasi yang akan digunakan harus bersumber pada data hasil penyelidikan tanah. Untuk mengetahui hasil penyelidikan tanah maka data tanah dapat berupa data SPT maupun data property tanah itu, guna mengetahui letak tanah keras. Setelah mengetahui letak tabah keras tersebut maka bisa dipilih tipe pondasi yang akan digunakan, untuk letak tanah keras yang lebih dari 10 meter maka dipilih jenis pondasi dalam sehingga beban dapat disalurkan ke tanah keras.

Pondasi berfungsi untuk meneruskan/mendistribusikan beban dari super struktur ke tanah agar keseluruhan bangunan dapat berdiri kokoh di atas tanah. Sedangkan pondasi bored pile digunakan untuk menjaga kestabilan lereng dinding penahan tanah termasuk pada pondasi bangunan ringan yang dibangun di atas tanah lunak serta struktur yang membutuhkan gaya lateral yang cukup besar. Pondasi bored pile digunakan apabila tanah dasar yang kokoh yang mempunyai daya dukung besar terletak sangat dalam, yaitu kurang lebih 15 m. Pondasi tiang suatu konstruksi yang mampu menahan gaya orthogonal ke sumbu tiang dengan cara menyerap lenturan. Pondasi tiang dibuat dengan satu kesatuan yang monolot dengan menyatukan pangkal tiang yang terdapat dibawah konstruksi, dengan tumpuan pondasi (Nakazawa. K, 1983). Perencanaan pondasi bored pile mencakup rangkaian kegiatan yang dilaksanakan dengan berbagai tahap yang meliputi studi kelayakan dan perencanaan teknis,

semua itu dilakukan supaya menjamin hasil akhir suatu konstruksi yang kuat, aman serta ekonomis.

Daya dukung bored pile diperoleh dari daya dukung ujung (end bearing capacity) yang diperoleh dari tekanan ujung tiang dan daya dukung geser yang diperoleh dari daya dukung gesek atau gaya adhesi antara bored pile dan tanah disekelilingnya. Bored pile berinteraksi dengan tanah untuk menghasilkan daya dukung yang mampu memikul dan memberikan keamanan pada struktur atas. Untuk menghasilkan daya dukung yang akurat maka diperlukan suatu penyelidikan tanah yang akurat juga.

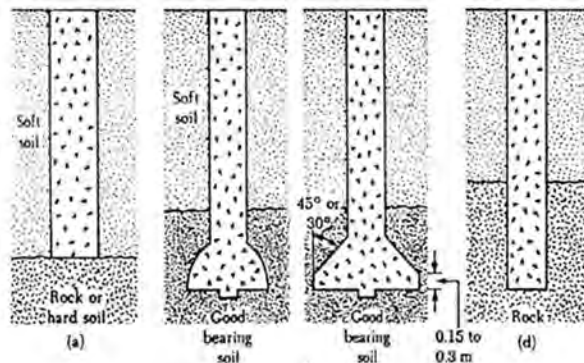
Ada dua metode yang biasa digunakan dalam penentuan kapasitas daya dukung bored pile yaitu dengan menggunakan metode statis dan metode dinamis. Tiang ini biasanya dipakai pada tanah yang stabil dan kaku, sehingga memungkinkan untuk membentuk lubang yang stabil dengan alat bor. Jika tanah mengandung air, pipa besi dibutuhkan untuk menahan dinding lubang dan pipa ini ditarik keatas pada waktu pengecoran beton. Pada tanah yang keras atau batuan lunak, dasar tiang dapat dibesarkan untuk menambah tahanan daya dukung ujung tiang.



Gambar 2.12 Pondasi Bored Pile

Ada berbagai jenis pondasi bore pile yaitu:

1. Bore pile lurus untuk tanah keras;
2. Bore pile yang ujungnya diperbesar berbentuk bel;
3. Bore pile yang ujungnya diperbesar berbentuk trapesium;
4. Bore pile lurus untuk tanah berbatu-batuan.



Gambar 2.13 Jenis-jenis Bored Pile

2.7.2.1 Daya Dukung Pondasi Bored Pile

Untuk menentukan daya dukung suatu tiang pancang berdasar hasil data SPT maka dapat menggunakan rumus:

Daya Dukung Ujung Tiang Pancang

Daya dukung ultimit pada ujung bored pile dinyatakan sebagai berikut :

$$Ra = qd \cdot Ap + U \cdot \sum li \cdot fi$$

Dimana :

- $qd \cdot Ap$ = Daya dukung ujung tanah
- $U \cdot \sum li \cdot fi$ = Daya dukung lekatan tanah
- qd = daya dukung terpusat tiang
- $bor(T)$
- Ap = Luas penampang tiang (m^2)
- U = Panjang keliling tiang (m)
- li = Tebal lapisan tanah ditinjau
- (m)
- fi = gaya geser pada selimut tiang cor

besar daya dukung tanah yang digunakan sebagai acuan untuk pondasi bor berdasarkan rumus empiris Meyerhoff yang dikembangkan oleh Kazuto Nakazawa.

a. Daya dukung ujung tiang (q_d . Ap)

Besarnya daya dukung ujung tiang / *end bearing* pada tiang bor ditentukan berdasarkan jenis tanah dan nilai rata-rata dari hasil tes N-SPT. Berikut adalah besaran nilai daya dukung berdasarkan hubungan N-SPT dan jenis tanah pada tiang bor :

(Satuan: t/m^2)			
Intensitas daya dukung ultimate pada ujung tiang (q_u)	Lapisan kerikil ¹⁾	$N \geq 50$	750
		$50 > N \geq 40$	525
		$40 > N \geq 30$	300
	Lapisan berpasir ¹⁾	$N \geq 30$	300
	Lapisan lempung keras	$3q_u^{2)}$	
<p>1) Perbedaan antara lapisan kerikil dengan lapisan berpasir dapat dipertimbangkan berdasarkan hasil penyelidikan pada sejumlah kecil tanah tersebut. Lapisan berpasir yang bercampur dengan kerikil dianggap sama dengan lapisan berpasir tanpa kerikil. Harga N diperoleh dari penyelidikan</p> <p>2) Pada lapisan lempung keras, intensitas daya dukung ditetapkan berkenaan dengan "Kriteria perencanaan pondasi kaisan q_u adalah kekuatan geser unconfined (t/m^2)"</p>			

Tabel 2.14 Nilai q_d pada bored pile

Harga dari besaran *end bearing* diatas memiliki satuan t/m^2 untuk tiap karakteristik tanah. Khusus untuk tanah lempung harga dari *end bearing* dapat ditentukan dengan mengalikan nilai rata-rata N-SPT per kedalaman dikalikan 3. Selanjutnya nilai yang didapatkan dikalikan lagi dengan luasan dari diameter pondasi tiang yang dipakai.

b. Daya dukung selimut tiang ($U \cdot \Sigma f_i$)

Daya dukung selimut / *side friction* dihitung berdasarkan jumlah dari daya dukung selimut tiang per meter dari awal kedalaman sampai akhir dari kedalam pondasi. Untuk nilai dari *side friction* di bagi atas 2 jenis, yaitu untuk tanah kohesif dan non kohesif yang kemudian dikalikan dengan keliling dari diameter tiang. Berikut tabel daya dukung *side side friction* yang ditentukan oleh Nakazawa :

Nilai L dan p untuk perhitungan diatas diperoleh dari data tiang yang akan digunakan, sedangkan untuk nilai f diperoleh dari perhitungan menggunakan metode Reese & Wright (1977). Gesekan selimut tiang per satuan luas dipengaruhi oleh jenis tanah dan parameter kuat geser tanah.

(Satuan: t/m^2)

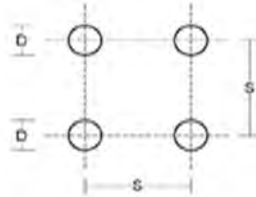
Jenis tanah pondasi \ Jenis tiang	Tiang pracetak	Tiang yang dicor di tempat
	Tiang pracetak	Tiang yang dicor di tempat
Tanah berpasir	$\frac{N}{5} (\leq 10)$	$\frac{N}{2} (\leq 12)$
Tanah kohesif	c atau $N (\leq 12)$	$\frac{c}{2}$ atau $\frac{N}{2} (\leq 12)$

Tabel 2.15 Nilai f_i pada bored pile

2.7.2.2 Efisiensi Kelompok Tiang (*Group*)

Berikut adalah metode-metode dalam perhitungan efisiensi tiang :

1. Metode Conferse-Labare



dimana :

n = Jumlah tiang dalam 1 baris

m = Jumlah baris tiang

D = Diameter tiang

Maka persamaannya adalah :

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn}$$

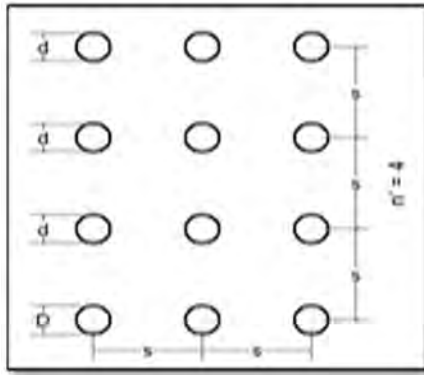
dimana :

E_g = Efisiensi kelompok tiang (%)

m = Jumlah baris tiang

n = Jumlah tiang dalam satu baris

θ = Arc tg D/S , dalam derajat



Gambar 2.16 Definisi Jarak s dalam Hitungan Efisiensi Tiang

2. Metode *Seiler Keeney*

Perhitungan daya dukung tiang kelompok direncanakan konfigurasi dan efisiensi. Efisiensi tiang kelompok ini dihitung dengan menggunakan rumus *Seiler Keeney* :

$$E_g = \left(1 - \frac{36s \cdot (m + n - 2)}{(75s^2 - 7) \cdot (m + n - 1)} \right) + \frac{0,3}{m + n}$$

Keterangan,

E_g = Koefisien kelompok tiang pancang

m = jumlah tiang dalam satu kolom (buah)
= 7 buah

n = jumlah tiang dalam satu baris (buah)
= 4 buah







s = jarak tiang ke sumbu x

2.7.3 Perencanaan Pilar

Secara fungsi, pilar sama dengan kepala jembatan. Perencanaan awal untuk pilar dalam aliran sungai harus dipancang kecuali bila pondasi dapat ditanam ke dalam batuan utuh dan diusahakan balok cap ditempatkan dibawah kedalaman gerusan yang diharapkan atau seluruhnya diatas muka air banjir dengan tebal balok cap tidak kurang dengan 1000 mm dengan posisi deragam sepanjang pilar.

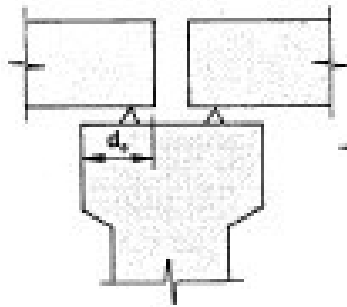
Apabila pilar yang direncanakan berada dalam aliran sungai, maka terdapat beban akibat aliran sungai dimana besar beban tersebut tergantung pada kecepatan rencana aliran sungai yang ada pada lokasi (*BMS BDM hal 2-23*), selain itu beban akibat hanyutan dan tumbukan batang kayu harus diperhitungkan (*BMS BDM hal 2-24*)

Tabel 2.17 jenis - jenis pilar dalam perencanaan

JENIS PILAR		TINGGI TIPIKAL (m)			
		0	10	20	30
PILAR BALOK CAP TIANG SEDERHANA Dua baris tiang adalah umumnya minimal					
PILAR KOLOM TUNGGAL Dianjurkan kolom sirkular pada aliran arus.		5	15		
PILAR TEMBOK Ujung bundar dan alinemen tembok sesuai arah aliran membantu mengurangi gaya aliran dan gerusan lokal.		5		25	
PILAR PORTAL SATU TINGKAT (KOLOM GANDA ATAU MAJEMUK) Dianjurkan kolom sirkular pada aliran arus. Pemisahan kolom dengan 2D atau lebih membantu kelancaran aliran arus.		5	15		
PILAR PORTAL DUA TINGKAT				15	25
PILAR TEMBOK - PENAMPANG I Penampang ini mempunyai karakteristik tidak baik terhadap aliran arus dan dianjurkan untuk penggunaan darurat.					25

Pada pilar jembatan bangunan atas tidak direncanakan agar menerus atau dihubungkan, peraturan memberi persyaratan jarak lebih minimum antara ujung gelagar dan tepi perletakan yang harus diadakan seperti gambar berikut :

(BMS BDM 1992.4.2.6) (Vol 1)



Gambar 2.17 Jarak minimum ujung girder dengan tumpuan

BAB III METODOLOGI

3.1 Uraian

Proses perencanaan yang terstruktur dan sistematis diperlukan untuk menghasilkan suatu karya yang efektif dan efisien. Pada jembatan biasanya dirancang menurut trase lintasan tertentu yang diperoleh berdasarkan kesatuan pertimbangan kehandalan alinyemen, stabilitas struktur, kemudahan pelaksanaan, pemeliharaan dan pertimbangan ekonomi. Persoalan awal yang dihadapi dalam perencanaan jembatan adalah penetapan panjang, bentang efektif, posisi pangkal dan pilar jembatan, arah lintasan, kebebasan ruang, dan penurunan pondasi. Faktor-faktor ini dipengaruhi oleh kondisi topografi, kekuatan dasar tanah, karakteristik perlintasan, dan kondisi lingkungan pada lokasi perencanaan. Sehingga diperlukan survey yang memadai sesuai dengan faktor-faktor yang dipertimbangkan tersebut.

3.2 Pengumpulan Data

Data – data yang diperlukan dalam perencanaan ulang Jembatan Gondang ini adalah sebagai berikut :

1. Data gambar jembatan, meliputi :
 - Potongan memanjang
 - Potongan melintang
 - Penampang sungai
2. Data penyelidikan tanah
3. Data topografi

3.3 Studi Literatur

Studi Literatur merupakan kegiatan yang dilakukan untuk mengetahui apa saja yang dibutuhkan untuk merencanakan suatu jembatan. Buku – buku referensi sangat diperlukan dalam pembuatan laporan proyek akhir ini, karena dengan itu kita dapat dengan mudah menambahkan informasi lebih banyak tentang perencanaan jembatan dai para penulis yang telah banyak pengalaman dalam dunia teknik sipil khususnya dunia proyek. Selain itu juga, buku – buku tersebut dapat digunakan sebagai acuan dalam perencanaan pembangunan jembatan ini.

Dalam perencanaan jembatan, tentunya diperlukan peraturan – peraturan yang mengatur tentang perencanaan jembatan, misalnya BMS'92 (Bridge Management System), BDM (Bridge Desain Manual), RSNi dan lain lain. Dengan buku peraturan tersebut, kita dapat merencanakan ulang jembatan sesuai peraturan yang telah ditetapkan didalamnya.

3.4 Pembebanan

Pembebanan pada perencanaan jembatan ini mengacu pada peraturan teknik perencanaan jembatan *RSNI T-02-2005* Bebanbeban meliputi:

1. Pada pelat lantai kendaraan:
 - Beban tetap meliputi :
 - Berat sendiri pelat
 - Beban mati tambahan berupa beban aspal
 - Beban trotoar berupa beban kerb, beton rabat tiang sandaran dan pipa railing ; Beban lalu lintas adalah beban truk “T”
 - Beban hidup adalah beban pejalan kaki

2. Pada balok memanjang
 - Beban tetap meliputi :
 - Berat sendiri
 - Beban pelat lantai kendaraan
 - Beban mati tambahan berupa beban aspal
 - Beban lalu lintas, meliputi :
 - Beban Terbagi Rata (BTR)
 - Beban Garis Terpusat (BGT)
 - Beban hidup berupa beban pejalan kaki
3. Pada balok melintang
 - Beban tetap meliputi :
 - Berat sendiri balok melintang
 - Berat dari balok memanjang
 - Beban pelat lantai
 - Beban mati tambahan berupa beban aspal
 - Beban trotoar berupa beban kerb, beton rabat, tiang sandarandan pipa railing
 - Beban lalu lintas, meliputi :
 - Beban Terbagi Rata (BTR)
 - Beban Garis Terpusat (BGT)
 - Beban truk “T”
 - Beban hidup berupa beban pejalan kaki

3.5 Merencanakan Bangunan Atas

Dalam perencanaan bangunan atas jembatan ini, menggunakan peraturan yang telah ditetapkan oleh BDM – 1992 (Bridge Desain Manual) dan BMS – 1992 (Bridge Management System) sebagai acuan dalam perencanaan bangunan atas jembatan.

Setelah mengetahui beban-beban yang bekerja pada struktur, maka proses selanjutnya adalah proses analisa struktur. Dalam proses analisa struktur menggunakan analisa perhitungan yang bersumber dari peraturan yang masih berlaku. Langkah-langkah dalam analisa struktur antara lain :

1. Menetapkan mutu bahan yang akan digunakan.
2. Mendefinisikan beban-beban yang bekerja pada struktur
3. Perhitungan pelat lantai kendaraan dan kombinasi kestabilan pelat
4. Mendefinisikan dimensi balok memanjang dan melintang yang akan digunakan
5. Mendefinisikan kombinasi pembebanan
Karena pembebanan telah dikalikan dengan faktor maka dikombinasi tidak perlu lagi dikalikan dengan faktor lagi. Kombinasi pembebanan terdiri dari:
 - Kombinasi beban tetap (beban mati dan beban hidup)
 - Kombinasi beban sementara akibat angin
 - Kombinasi beban sementara akibat gempa
6. Memodelkan struktur sesuai gambar rencana yang telah dibuat
7. Menginput beban-beban yang bekerja
8. Menjalankan proses analisa struktur
9. Menganalisa gaya-gaya dalam yang bekerja, Gaya-gaya dalam tersebut antara lain:
 - Momen
 - Geser
 - Aksial atau gaya normal
10. Analisa joint reaction untuk perhitungan perletakan dan desain pondasi abutment

11. Desain perletakan dan pondasi abutment

Pada perletakan, joint reaction yang digunakan adalah gaya vertikal dari reaksi perletakan struktur yang telah dimodelkan.

Pada desain pondasi abutment, gaya-gaya yang bekerja antara lain :

- Gaya vertikal dari reaksi perletakan
- Beban sendiri abutment dan pier
- Beban tekanan tanah aktif

3.6 Merencanakan Bangunan Bawah

Bangunan bawah jembatan meliputi bangunan kepala jembatan sampai pada pondasi. Pada perencanaan Jembatan Gondang kali ini, meliputi :

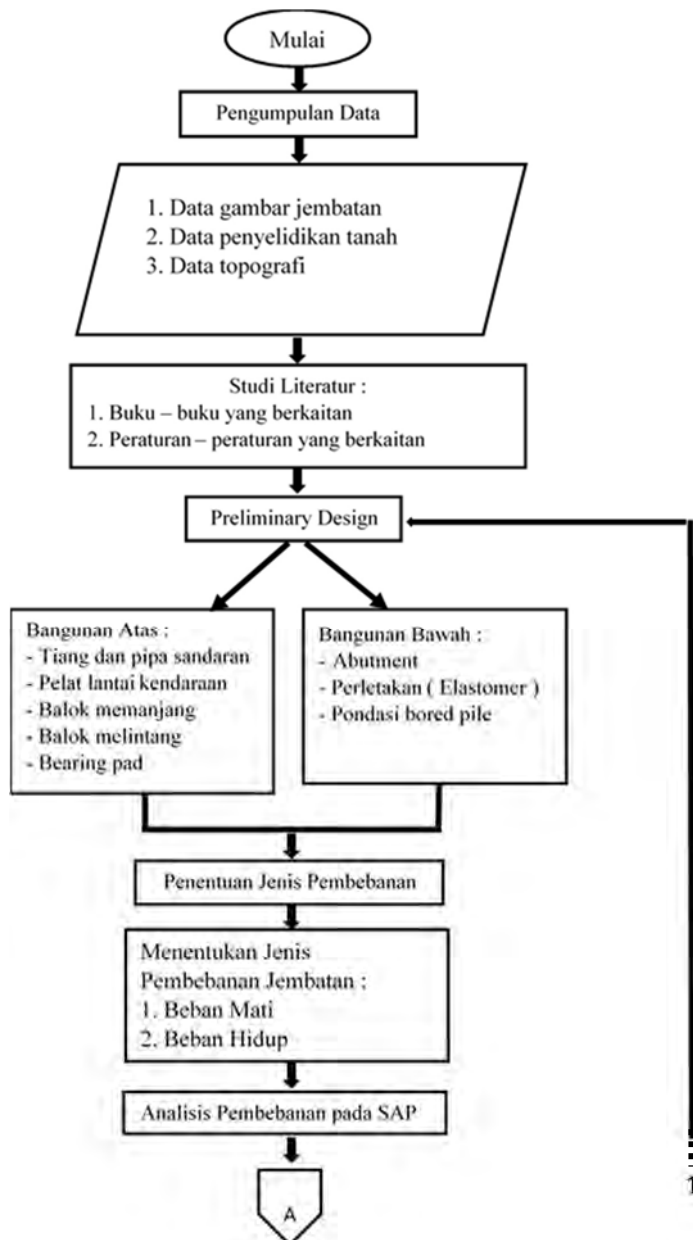
1. Perencanaan abutment, meliputi :
 - Perencanaan dimensi abutment
 - Analisa gaya-gaya dalam yang terjadi akibat beban yang bekerja pada abutment
 - Perencanaan tulangan abutment
2. Perencanaan pondasi bored pile, meliputi:
 - Perencanaan daya dukung tanah
 - Perencanaan kebutuhan bored pile dan konfigurasi bored pile
3. Perencanaan pier meliputi :
 - Perencanaan dimensi pier
 - Analisa gaya-gaya dalam yang terjadi akibat bebanbeban yang bekerja pada pier
 - Perencanaan tulangan pier
 - Kontrol geser pons.

3.7 Penggambaran Hasil Rencana

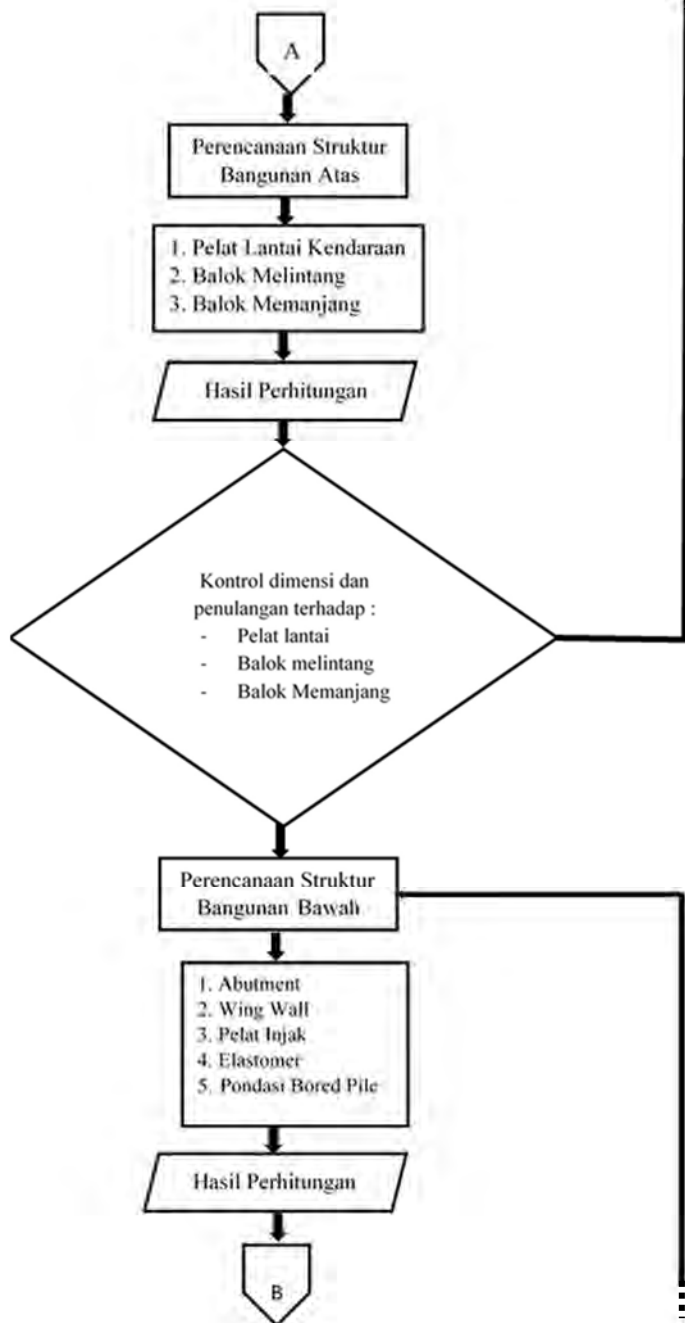
Hasil penggambaran rencana yang dilakukan berupa :

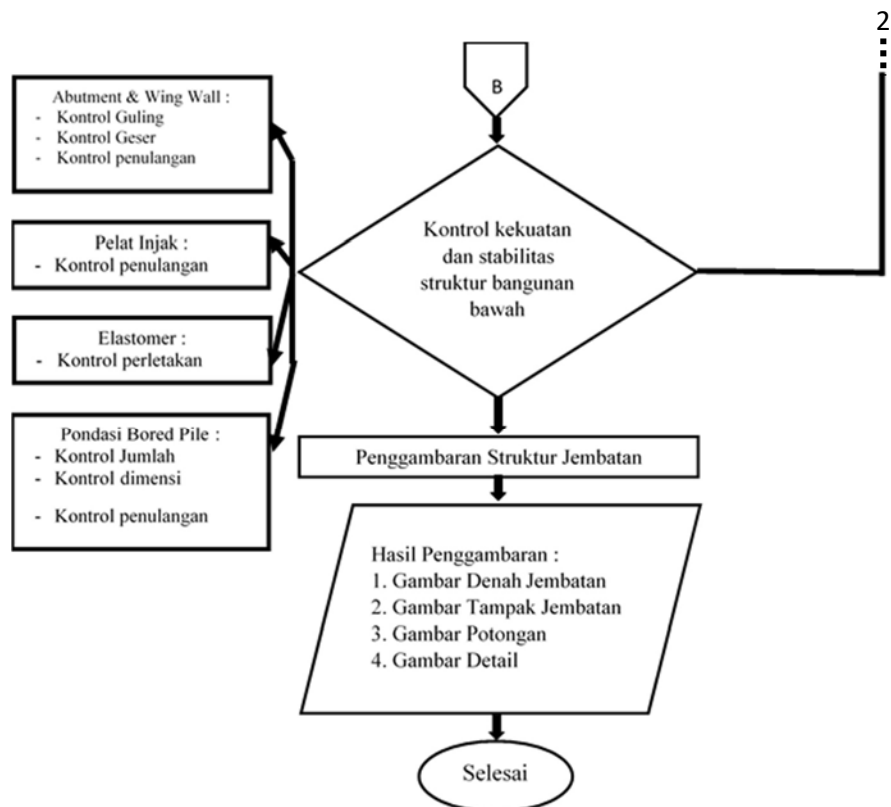
1. Gambar denah jembatan
2. Gambar tampak jembatan
3. Gambar potongan
4. Gambar detail

3.8 Bagan Alir Metodologi



Gambar 3.1 Bagan Alir Metodologi





lanjutan Bagan Alir Metodologi

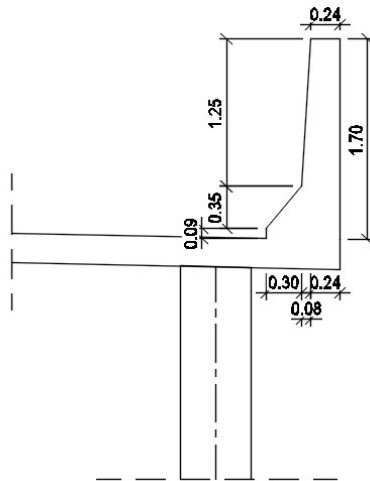
BAB IV PERENCANAAN BANGUNAN ATAS

4.1 Perencanaan Bangunan Sekunder

4.1.1 Perencanaan Parapet

4.1.1.1 Preliminary Desain Dimensi Parapet

Sandaran jembatan menggunakan parapet sebagai dinding penahan kendaraan, karena Jembatan Klenteng berada pada Tol Solo – Kertosono ruas Ngawi – Kertosono sehingga tidak terdapat kerb dan trotoar.



Gambar 4.1 permodelan ukuran

Berikut adalah dimensi parapet yang direncanakan:

$$h = 1,7 \text{ m}$$

$$b1 = 0,6 \text{ m}$$

$$b2 = 0,24 \text{ m}$$

4.1.1.2 Analisis Pembebanan Parapet

Pada perencanaan parapet pembebanan yang bekerja yaitu beban mati (berat sendiri parapet) dan beban hidup parapet.

▪ Beban Mati

Volume parapet per meter

($b \times h \times l$)

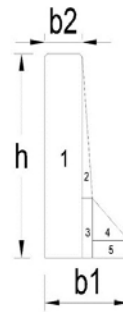
$$\begin{aligned} V1 &= 0,24 \times 1,7 \times 1 \\ &= 0,408 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V2 &= (0,08 \times 1,25) / 2 \times 1 \\ &= 0,05 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V3 &= 0,08 \times 0,45 \times 1 \\ &= 0,036 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V4 &= (0,30 + 0,35) / 2 \times 1 \\ &= 0,0525 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V5 &= (0,30 + 0,1) \times 1 \\ &= 0,03 \text{ m}^3 \end{aligned}$$



Total volume parapet

$$\begin{aligned} &= 0,408 + 0,05 + 0,036 + \\ &\quad 0,0525 + 0,03 \end{aligned}$$

$$= 0,283 \text{ m}^3$$

Beban mati parapet

(Volume x Berat jenis x KuMS)

$$\begin{aligned} V1 &= 0,408 \times 25 \times 1,3 \\ &= 13,26 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V2 &= 0,05 \times 25 \times 1,3 \\ &= 1,625 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$V3 = 0,036 \times 25 \times 1,3$$

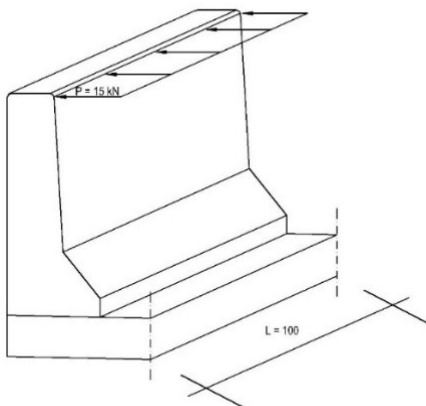
$$\begin{aligned}
 &= 1,17 \text{ kN/m} \\
 V4 &= 0,0525 \times 25 \times 1,3 \\
 &= 1,70625 \text{ kN/m} \\
 V5 &= 0,03 \times 25 \times 1,3 \\
 &= 0,975 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total volume parapet} &= 13,26 + 1,625 + 1,17 + \\
 &\quad 1,70625 + 0,975 \\
 &= 18,73625 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

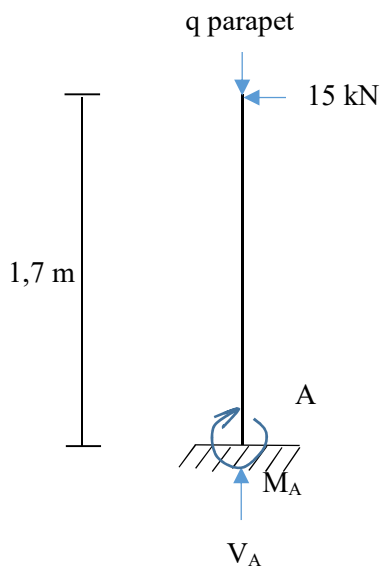
▪ **Beban Hidup**

Parapet direncanakan untuk menahan benturan dan menjaga kendaraan agar tidak keluar dari jembatan, sebagaimana fungsi kerb, sehingga beban hidup yang digunakan dalam perencanaannya menggunakan beban hidup kerb sebesar 15 kN/m.

4.1.1.3 Perhitungan Gaya Dalam



Gambar 4.2 Permodelan Pembebanan Parapet



$$\begin{aligned}\sum M_A &= 0 \\ +M_A - 15 \text{ kN} \cdot 1,7 \text{ m} &= 0 \\ M_A &= 15 \text{ kN} \cdot 1,7 \text{ m} \\ M_A &= 25,5 \text{ kN m}\end{aligned}$$

$$V_A = 15 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}M_u &= M_A \cdot K_{uTP} \\ &= 25,5 \cdot 1,8 \\ &= 45,9 \text{ kN m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_u &= V_A \cdot K_{uTP} \\ &= 15 \cdot 1,8 \\ &= 27 \text{ kN m}\end{aligned}$$

4.1.1.4 Perhitungan Penulangan Parapet

Mutu Beton	$f_c' = 25 \text{ MPa}$
Mutu Baja Tulangan	$f_y = 390 \text{ MPa}$
Selimut Beton	$d' = 30 \text{ mm}$
Tebal Efektif	$d = 210 \text{ mm}$
Lebar yang ditinjau	$b = 1000 \text{ mm}$
Faktor Reduksi Lentur	$\Phi = 0,8$
Diameter Tulangan Lentur	$\emptyset = 16 \text{ mm}$
Diameter Tulangan Bagi	$D = 13 \text{ mm}$

- Tulangan Lentur

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{45,9 \text{ kN m}}{0,8} = 57,375 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{57,375 \times 10^6}{1000 \cdot (210)^2} = 1,301 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{390} \cdot \left(\frac{600}{600 + 390} \right) \\ &= 0,0281 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,0281 \\ &= 0,0211 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{390}{0,85 \cdot 25} = 18,353$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,353} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,353 \cdot 1,31}{390}} \right) \\ &= 0,0034\end{aligned}$$

Cek nilai ρ

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &< \rho < \rho_{\max} \\ 0,0036 &< 0,0034 < 0,0211 \\ \text{Maka diambil } \rho &= 0,0034\end{aligned}$$

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0034 \cdot 1000 \cdot 210 \\ &= 723,41 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D16

$$\begin{aligned}A_s' &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 16^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{200,96 \cdot 1000}{723,41} \\ &= 277,79 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D16 – 250 ($A_s = 1133,54 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \cdot A_s \\ &= 50\% \cdot 723,41 \\ &= 361,708 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

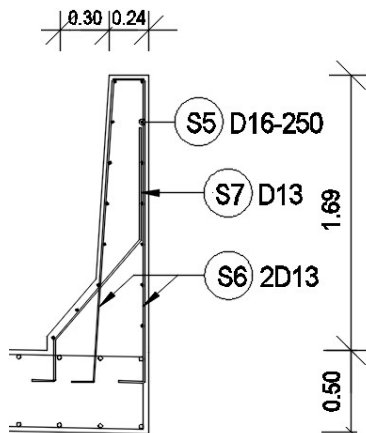
Direncanakan Tulangan Bagi $\varnothing 13$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 13^2 \\ &= 132,665 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$n = \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} = \frac{684,68}{132,665} = 5,16 \approx 5$$

Maka, dipasang tulangan bagi 10 D13

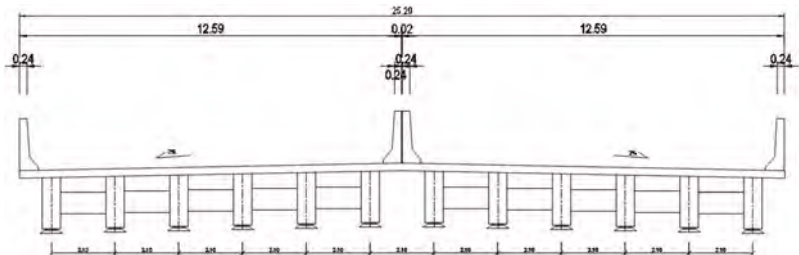


gambar 4.3 gambar permodelan tulangan

4.2 Perencanaan Bangunan Utama

4.2.1 Perencanaan Pelat Lantai Jembatan

Perencanaan pelat lantai yang berfungsi sebagai jalan kendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum t_{\min} yang memenuhi ketentuan pada *RSNI T-12-2004 pasal 5.5.2* mengenai tebal minimum pelat. Dalam menentukan tebal pelat yang dipakai maka harus dilakukan control geser pons terhadap ketebalan pelat akibat pembebanan roda truck (P_{TT}).



Gambar 4.5 potongan melintang plat

4.2.1.1 Preliminary Desain Dimensi Pelat Lantai Jembatan

Pelat lantai yang berfungsi sebagai lantai kendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum t_s memenuhi kedua syarat yang berlaku:

$$t_s \geq 200 \text{ mm (SNI T-12-2004 pasal 5.5-2)}$$

$$t_s \geq (100 + 40 l) \text{ mm (SNI T-12-2004 pasal 5.5-3)}$$

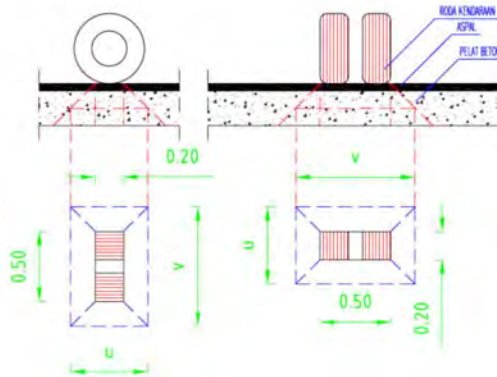
$$t_s \geq (100 + 40 l) \text{ mm}$$

$$t_s \geq 100 + 0,04 l$$

$$t_s \geq 100 + 0,04 \cdot 2100$$

$$t_s \geq 184 \text{ mm}$$

Sehingga, direncanakan tebal plat lantai jembatan t
 $= 250 \text{ mm}$



Gambar 4.6 Permodelan Geser Pons

Kontrol Geser Pons

$$t_s = 250 \text{ mm} \quad \text{RSNI T-12-2004 Pasal 5.5.2 \&}$$

5.5.3

$$t_a = 100 \text{ mm}$$

$$a = 200 \text{ mm}$$

$$b = 500 \text{ mm}$$

$$f_c' = 25 \text{ MPa} \quad \text{RSNI T-12-2004 Tabel 4.6 - 2} \\ \text{(beton untuk lalulintas berat menengah)}$$

$$P_{TT} = 112,5 \text{ kN} \quad \text{RSNI T - 02 - 2005 Pasal 6.4.1}$$

$$K_{uTT} = 1,8 \quad \text{RSNI T - 02 - 2005 Tabel 12}$$

$$DLA = 0,3 \quad \text{RSNI T - 02 - 2005 Pasal 6.6}$$

Dimana,

$$u = a + (2 \cdot t_a) + t_s \\ = 200 + (2 \cdot 100) + 250 \\ = 650 \text{ mm}$$

$$v = b + (2 \cdot t_a) + t_s$$

$$= 500 + (2 \cdot 100) + 250$$

$$= 950 \text{ mm}$$

$$b' = (2 \cdot u) + (2 \cdot v)$$

$$= (2 \cdot 650 \text{ mm}) + (2 \cdot 950 \text{ mm})$$

$$= 3200 \text{ mm}$$

$$A_{\text{pons}} = b' \cdot d$$

$$= 3200 \text{ mm} \cdot (250 \text{ mm} - 30 \text{ mm})$$

$$= 704000 \text{ mm}^2$$

$$P_{\text{truck}} = (1 + \text{DLA}) \cdot \text{PTT} \cdot K_{\text{uTT}}$$

$$= (1 + 0,3) \cdot 112,5 \text{ kN} \cdot 1,8$$

$$= 263,25 \text{ kN}$$

Kekuatan nominal pelat lantai terhadap geser tanpa tulangan :

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b' \cdot d$$

$$= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 3200 \text{ mm} \cdot 220 \text{ mm}$$

$$= 586667 \text{ N}$$

$$= 586,67 \text{ kN}$$

$$V_u = \Phi \cdot V_c$$

$$= 0,7 \cdot 586,67 \text{ kN}$$

$$= 410,67 \text{ kN}$$

$$V_u > P_{\text{truck}}$$

$$410,67 \text{ kN} > 263,25 \text{ kN}$$

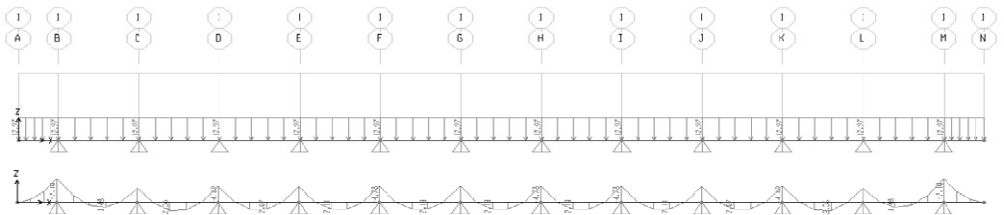
4.2.1.2 Analisis Pembebanan

➤ Pelat Lantai Kendaraan

Pada Plat lantai kendaraan pembebanan yang bekerja yaitu beban mati (berat sendiri plat, berat lapisan aspal, dan berat genangan air hujan), serta beban hidup roda truck “T”

Tabel 4.1 Rekapitulasi Pembebanan pada Plat Lantai Kendaraan

Jenis Beban	Tebal (m)	Lebar (m)	Wc kN/m ³	Faktor Beban	Hasil kN/m
Beban sendiri plat	0.25	1	25	1.3	8.125
Beban aspal + overlay	0.1	1	22	1.8	3.96
Genangan air hujan	0.05	1	9.8	1.8	0.882
				q ult	12.967



Gambar 4.7 Momen yang terjadi pada program SAP 2000

4.2.1.3 Perhitungan Gaya Dalam

Dari program SAP 2000 diperoleh hasil momen akibat beban mati yaitu:

$$M \text{ Tumpuan} = 4,96 \text{ kN m}$$

$$M \text{ Lapangan} = 2,54 \text{ kN m}$$

Momen akibat beban hidup dari roda truck “T” dapat dihitung dengan persamaan :

$$\begin{aligned}
 P_u \text{ akibat T} &= (1 + \text{DLA}) \times \text{PTT} \times K_{uTT} \\
 &= (1 + 0,3) \times 112,5 \times 1,8 \\
 &= 263,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

M tumpuan akibat beban truck

$$\begin{aligned} M \text{ tumpuan} &= +1/8 \cdot P_u \cdot L \\ &= +1/8 \cdot 263,25 \text{ kN} \cdot 2,1 \text{ m} \\ &= 69,10 \text{ kN m} \end{aligned}$$

M lapangan akibat beban truck

$$\begin{aligned} M \text{ lapangan} &= +1/8 \cdot P_u \cdot L \\ &= +1/8 \cdot 263,25 \text{ kN} \cdot 2,1 \text{ m} \\ &= 69,10 \text{ kN m} \end{aligned}$$

4.2.1.4 Perhitungan Penulangan Pelat Lantai

Pelat Lantai Kendaraan

- Tulangan Tumpuan

Mutu Beton $f_c' = 25 \text{ MPa}$

RSNI T-12-2004 Tabel 4.6 - 2 (beton untuk lalulintas berat menengah)

Mutu Baja Tulangan $f_y = 390 \text{ MPa}$

SNI 07-2052-2002 Tabel 6 (tegangan BjTS 40)

Tebal Pelat $t_s = 250 \text{ mm}$

Selimut Beton $d' = 30 \text{ mm}$

RSNI T-12-2004 Tabel 4.6 - 4 (decking beton)

Tebal Efektif $d = 220 \text{ mm}$

Lebar yang ditinjau $b = 1000 \text{ mm}$

Faktor Reduksi Lentur $\Phi = 0,8$

RSNI T-12-2004 Pasal 4.5.2 (faktor reduksi untuk beton)

Diameter Tulangan Lentur $D = 19 \text{ mm}$

Diameter Tulangan Bagi $D = 13 \text{ mm}$

$M_u = M_D + M_L$

$$= 4,96 \text{ kN} + 69,10 \text{ kN}$$

$$= 74,06 \text{ kN m}$$

Faktor distribusi tegangan beton,

$$\beta_1 = 0,85 \text{ (} f_c' < 30 \text{ MPa)}$$

RSNI T-12-2004 Pasal 4.5.2

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{74,06 \text{ m}}{0,8} = 92,579 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{92,579 \times 10^6}{1000 \cdot (220)^2} = 1,913 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{390} \cdot \left(\frac{600}{600 + 390} \right) \\ &= 0,0281 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,0281 \\ &= 0,0211 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{390}{0,85 \cdot 25} = 18,353$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{18,353} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,353 \cdot 1,913}{390}} \right) \\
 &= 0,0051
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &< \rho < \rho_{\max} \\
 0,0036 &< 0,0051 < 0,02105 \\
 \text{Maka diambil } \rho &= 0,0051
 \end{aligned}$$

➤ **Perhitungan Tulangan Utama**

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\
 &= 0,0051 \cdot 1000 \cdot 220 \\
 &= 1132,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D19

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 19^2 \\
 &= 283,39 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot b}{A_s \text{ perlu}} \\
 &= \frac{1132,5}{283,39 \cdot 1000} \\
 &= 250,23 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D19 – 200
($A_s = 1416,9 \text{ mm}^2$)

➤ **Tulangan Bagi**

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \cdot A_s \\ &= 50\% \cdot 1132,5 \\ &= 566,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Bagi D16

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 13^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{200,96 \cdot 1000}{566,25} \\ &= 354,89 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D16 – 150 ($A_s = 803,84 \text{ mm}^2$)

- **Tulangan Lapangan**

Mutu Beton $f_c' = 25 \text{ MPa}$

RSNI T-12-2004 Tabel 4.6 - 2 (beton untuk lalulintas berat menengah)

Mutu Baja Tulangan $f_y = 390 \text{ MPa}$

SNI 07-2052-2002 Tabel 6 (tegangan BjTS 40)

Tebal Pelat $t_s = 250 \text{ mm}$

Selimut Beton $d' = 30 \text{ mm}$

RSNI T-12-2004 Tabel 4.6 - 4 (decking beton)

Tebal Efektif $d = 220 \text{ mm}$

Lebar yang ditinjau $b = 1000 \text{ mm}$

Faktor Reduksi Lentur $\Phi = 0,8$

RSNI T-12-2004 Pasal 4.5.2 (faktor reduksi untuk beton)

Diameter Tulangan Lentur D = 19 mm

Diameter Tulangan Bagi D = 16 mm

$$M_u = M_D + M_L$$

$$= 2,54 \text{ kN} + 69,10 \text{ kN}$$

$$= 71,64 \text{ kN m}$$

Faktor distribusi tegangan beton,

$$\beta_1 = 0,85 \text{ (} f_c' < 30 \text{ MPa)}$$

RSNI T-12-2004 Pasal 4.5.2

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{71,64 \text{ kN m}}{0,8} = 89,554 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{89,554 \times 10^6}{1000 \cdot (220)^2} = 1,850 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{390} \cdot \left(\frac{600}{600 + 390} \right) \\ &= 0,0281 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,0281 \\ &= 0,0211 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{390}{0,85 \cdot 25} = 18,353$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{18,3529} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,353 \cdot 1,850}{390}} \right) \\
 &= 0,0049
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &< \rho < \rho_{\max} \\
 0,0036 &< 0,0049 < 0,021 \\
 \text{Maka diambil } \rho &= 0,0049
 \end{aligned}$$

➤ **Perhitungan Tulangan Utama**

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\
 &= 0,0051 \cdot 1000 \cdot 220 \\
 &= 1093,64 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D19

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 19^2 \\
 &= 283,385 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot b}{A_s \text{ perlu}} \\
 &= \frac{283,385 \cdot 1000}{1093,64} \\
 &= 259,121 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D19 – 200
($A_s = 1288,1 \text{ mm}^2$)

➤ **Tulangan Bagi**

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \cdot A_s \\ &= 50\% \cdot 1093,6 \\ &= 546,82 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

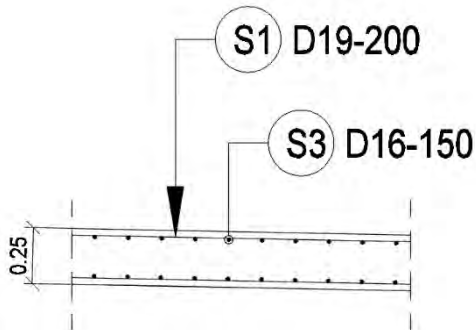
Direncanakan Tulangan Bagi D16

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 16^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{200,96 \cdot 1000}{546,82} \\ &= 367,51 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D16 – 150 ($A_s = 803,84 \text{ mm}^2$)



Gambar 4.8 denah penulangan plat

4.2.2 Perencanaan Pelat Kantilever

Perencanaan pelat kantilever harus mempunyai tebal minimum t_{\min} yang memenuhi ketentuan dalam **RSNI T-12-2004 pasal 5.5.2** mengenai tebal minimum pelat lantai kendaraan.

4.2.2.1 Preliminary Desain Dimensi Pelat Kantilever

Pelat lantai yang berfungsi sebagai lantai kendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum t_s memenuhi kedua syarat yang berlaku:

$$t_s \geq 200 \text{ mm (SNI T-12-2004 pasal 5.5-2)}$$

$$t_s \geq (100 + 40 l) \text{ mm (SNI T-12-2004 pasal 5.5-3)}$$

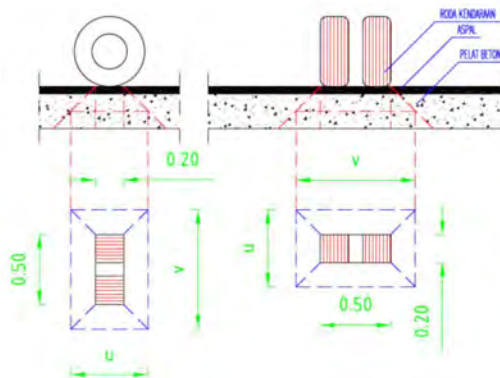
$$t_s \geq (100 + 40 l) \text{ mm}$$

$$t_s \geq 100 + 0,04 l$$

$$t_s \geq 100 + 0,04 \cdot 2100$$

$$t_s \geq 184 \text{ mm}$$

Sehingga, direncanakan tebal plat lantai jembatan $t = 250 \text{ mm}$



Gambar 4.9 Permodelan Geser Pons

Kontrol Geser Pons

$$t_s = 250 \text{ mm} \quad \text{RSNI T-12-2004 Pasal 5.5.2 \& 5.5.3}$$

$$t_a = 100 \text{ mm}$$

$$a = 200 \text{ mm}$$

$$b = 500 \text{ mm}$$

$$f_{c'} = 25 \text{ MPa} \quad \text{RSNI T-12-2004 Tabel 4.6 - 2 (beton untuk lalu lintas berat menengah)}$$

$$P_{TT} = 112,5 \text{ kN} \quad \text{RSNI T - 02 - 2005 Pasal 6.4.1}$$

$$K_{uTT} = 1,8 \quad \text{RSNI T - 02 - 2005 Tabel 12}$$

$$DLA = 0,3 \quad \text{RSNI T - 02 - 2005 Pasal 6.6}$$

Dimana,

$$\begin{aligned} u &= a + (2 \cdot t_a) + t_s \\ &= 200 + (2 \cdot 100) + 250 \\ &= 650 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v &= b + (2 \cdot t_a) + t_s \\ &= 500 + (2 \cdot 100) + 250 \\ &= 950 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b' &= (2 \cdot u) + (2 \cdot v) \\ &= (2 \cdot 650 \text{ mm}) + (2 \cdot 950 \text{ mm}) \\ &= 3200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{pons}} &= b' \cdot d \\ &= 3200 \text{ mm} \cdot (250 \text{ mm} - 30 \text{ mm}) \\ &= 704000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{truck}} &= (1 + DLA) \cdot P_{TT} \cdot K_{uTT} \\ &= (1 + 0,3) \cdot 112,5 \text{ kN} \cdot 1,8 \\ &= 263,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kekuatan nominal pelat lantai terhadap geser tanpa tulangan :

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot b' \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 3200 \text{ mm} \cdot 220 \text{ mm} \\ &= 586667 \text{ N} \\ &= 586,67 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_u = \Phi \cdot V_c$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,7 \cdot 586,67 \text{ kN} \\
 &= 410,67 \text{ kN} \\
 V_u &> P_{\text{truck}} \\
 410,67 \text{ kN} &> 263,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

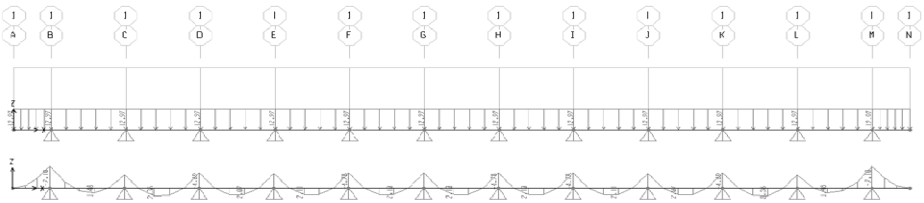
4.2.2.2 Analisis Pembebanan

➤ Pelat Lantai Kantilever

Pada pelat kantilever pembebanan yang bekerja yaitu berat sendiri pelat, berat genangan air hujan, berat lapisan aspal dan berat sendiri parapet.

Tabel 4.2 Rekapitulasi Pembebanan pada Plat Kantilever

Jenis Beban	Tebal (m)	Lebar (m)	Wc kN/m ³	Faktor Beban	Hasil kN/m
Beban sendiri plat	0.25	1	25	1.3	8.125
Beban aspal + overlay	0.1	1	22	1.8	3.96
Genangan air hujan	0.05	1	9.8	1.8	0.882
				q _{ult}	12.967
Beban terpusat ujung kantilever	Hasil kN/m				
Parapet	1.425				



Gambar 4.10 Momen yang terjadi program SAP 2000

4.2.2.3 Perhitungan Gaya Dalam

Dari program SAP 2000 diperoleh hasil momen akibat beban mati yaitu:

$$M \text{ Tumpuan} = 8,66 \text{ kN m}$$

$$M \text{ Lapangan} = 2,54 \text{ kN m}$$

Momen akibat beban hidup dari roda truck “T” dapat dihitung dengan persamaan :

$$\begin{aligned} P_u \text{ akibat T} &= (1 + DLA) \times PTT \times K_{uTT} \\ &= (1 + 0,3) \times 112,5 \times 1,8 \\ &= 263,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

M tumpuan akibat beban truck

$$\begin{aligned} M \text{ tumpuan} &= P_u \cdot L \\ &= 263,25 \text{ kN} \cdot 0,24 \text{ m} \\ &= 63,18 \text{ kN m} \end{aligned}$$

M lapangan akibat beban truck

$$\begin{aligned} M \text{ lapangan} &= P_u \cdot L \\ &= 263,25 \text{ kN} \cdot 0,24 \text{ m} \\ &= 63,18 \text{ kN m} \end{aligned}$$

4.2.2.4 Perhitungan Penulangan Pelat Lantai

- Tulangan Tumpuan

Mutu Beton $f_c' = 25 \text{ MPa}$

RSNI T-12-2004 Tabel 4.6 - 2 (beton untuk lalulintas berat menengah)

Mutu Baja Tulangan $f_y = 390 \text{ MPa}$

SNI 07-2052-2002 Tabel 6 (tegangan BjTS 40)

Tebal Pelat $t_s = 250 \text{ mm}$

Selimut Beton $d' = 30 \text{ mm}$

RSNI T-12-2004 Tabel 4.6 - 4 (decking beton)

Tebal Efektif $d = 220 \text{ mm}$

Lebar yang ditinjau $b = 1000 \text{ mm}$

Faktor Reduksi Lentur $\Phi = 0,8$

RSNI T-12-2004 Pasal 4.5.2 (faktor reduksi untuk beton)

Diameter Tulangan Lentur $D = 19 \text{ mm}$

Diameter Tulangan Bagi $D = 16 \text{ mm}$

$M_u = M_D + M_L$

$= 8,66 \text{ kN} + 63,18 \text{ kN}$

$= 71,84 \text{ kN m}$

Faktor distribusi tegangan beton,

$\beta_1 = 0,85 \text{ (} f_c' < 30 \text{ MPa)}$

RSNI T-12-2004 Pasal 4.5.2

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{71,84 \text{ m}}{0,8} = 89,800 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{89,8 \times 10^6}{1000 \cdot (220)^2} = 1,855 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{390} \cdot \left(\frac{600}{600 + 390} \right) \\ &= 0,0281\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,0281 \\ &= 0,0211\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{390}{0,85 \cdot 25} = 18,353$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,353} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,353 \cdot 1,855}{390}} \right) \\ &= 0,00499\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &< \rho < \rho_{\max} \\ 0,0036 &< 0,00499 < 0,0211 \\ \text{Maka diambil } \rho &= 0,00499\end{aligned}$$

➤ **Perhitungan Tulangan Utama**

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,00499 \cdot 1000 \cdot 220 \\ &= 1096,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D19

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 19^2 \\ &= 283,39 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{283,39 \cdot 1000}{1096,8} \\ &= 258,375 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D19 – 200

($A_s = 1416,9 \text{ mm}^2$)

➤ Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \cdot A_s \\ &= 50\% \cdot 1096,8 \\ &= 548,399 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Bagi D16

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 13^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{200,96 \cdot 1000}{548,399} \\ &= 366,499 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D16 – 150 ($A_s = 803,84 \text{ mm}^2$)

- **Tulangan Lapangan**

Mutu Beton $f_c' = 25 \text{ MPa}$

RSNI T-12-2004 Tabel 4.6 - 2 (beton untuk lalulintas berat menengah)

Mutu Baja Tulangan $f_y = 390 \text{ MPa}$

SNI 07-2052-2002 Tabel 6 (tegangan BjTS 40)

Tebal Pelat $t_s = 250 \text{ mm}$

Selimut Beton $d' = 30 \text{ mm}$

RSNI T-12-2004 Tabel 4.6 - 4 (decking beton)

Tebal Efektif $d = 220 \text{ mm}$

Lebar yang ditinjau $b = 1000 \text{ mm}$

Faktor Reduksi Lentur $\Phi = 0,8$

RSNI T-12-2004 Pasal 4.5.2 (faktor reduksi untuk beton)

Diameter Tulangan Lentur $D = 19 \text{ mm}$

Diameter Tulangan Bagi $D = 16 \text{ mm}$

$M_u = M_D + M_L$

$= 2,54 \text{ kN} + 63,18 \text{ kN}$

$= 65,72 \text{ kN m}$

Faktor distribusi tegangan beton,

$\beta_1 = 0,85 \text{ (} f_c' < 30 \text{ MPa)}$

RSNI T-12-2004 Pasal 4.5.2

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{65,72 \text{ kN m}}{0,8} = 82,150 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{82,150 \times 10^6}{1000 \cdot (220)^2} = 1,697 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{390} \cdot \left(\frac{600}{600 + 390} \right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,0281 \\
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036 \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\
 &= 0,75 \cdot 0,0281 \\
 &= 0,0211 \\
 m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{390}{0,85 \cdot 25} = 18,353 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{18,3529} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,353 \cdot 1,850}{390}} \right) \\
 &= 0,0045
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &< \rho < \rho_{\max} \\
 0,0036 &< 0,0045 < 0,021 \\
 \text{Maka diambil } \rho &= 0,0045
 \end{aligned}$$

➤ **Perhitungan Tulangan Utama**

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0045 \cdot 1000 \cdot 220 \\ &= 999,09 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D19

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 19^2 \\ &= 283,385 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{283,385 \cdot 1000}{999,09} \\ &= 283,64 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D19 – 200

($A_s = 1288,1 \text{ mm}^2$)

➤ **Tulangan Bagi**

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \cdot A_s \\ &= 50\% \cdot 999,09 \\ &= 499,55 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

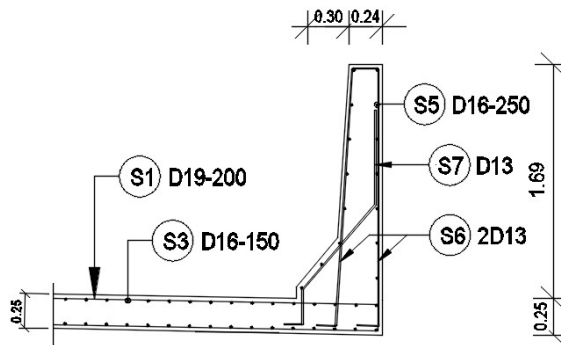
Direncanakan Tulangan Bagi D16

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 16^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{200,96 \cdot 1000}{499,55} \\ &= 402,28 \text{ mm} \end{aligned}$$

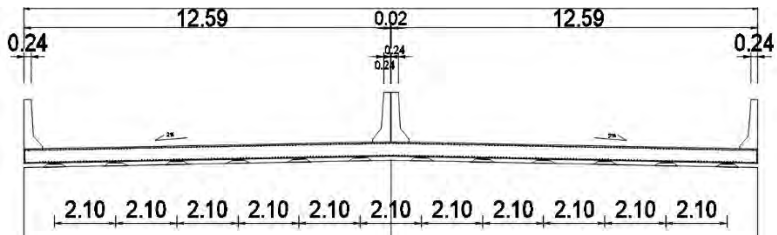
Maka dipasang tulangan bagi D16 – 150 ($A_s = 803,84 \text{ mm}^2$)



Gambar 4.11 penulangan plat kantilever

4.2.3 Perencanaan Full Plat Lantai Jembatan

Perencanaan plat lantai yang berfungsi sebagai jalan kendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum t_{min} yang memenuhi ketentuan dalam **RSNI T-12-2004 Pasal 5.5.2** mengenai tebal minimum pelat. Dalam menentukan tebal plat yang dipakai maka harus dilakukan kontrol geser pons terhadap ketebalan plat akibat pembebanan roda truck (PTT).



Gambar 4.12 Potongan Melintang Full Plat Lantai Jembatan

4.2.3.1 Preliminary Design Dimensi Plat Jembatan

$$200 \leq t_s \leq 100 + 0,04 L$$

$$t_s \geq 200 \text{ mm}$$

$$t_s \geq 100 + 0,04 L$$

$$t_s \geq 100 + (0,04 \times 7500) \text{ mm}$$

$$t_s \geq 400 \text{ mm}$$

Sehingga, direncanakan tebal plat lantai jembatan
 $t = 500 \text{ mm}$

4.2.3.2 Analisa Pembebanan Plat Lantai Kendaraan

Pada Plat lantai kendaraan pembebanan yang bekerja yaitu beban mati (berat sendiri plat, berat aspal, berat genangan air hujan dan beban lapisan overlay), serta beban hidup roda truck “T”

- Beban merata

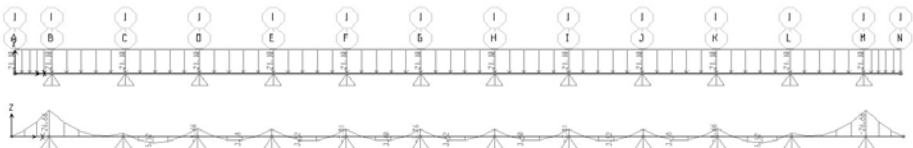
Tabel 4. 3 Rekapitulasi pembebanan Full Plat Lantai Kendaraan

Jenis Beban	Tebal (m)	Lebar (m)	Wc kN/m ³	Faktor Beban	Hasil kN/m
Beban sendiri plat	0.5	1	25	1.3	16.25
Beban aspal + overlay	0.1	1	22	1.8	3.96
Genangan air hujan	0.05	1	9.8	1.8	0.882
q ultimate					21.092

beban terpusat ujung kantilever		
parapet	14.25	kN/m

- Beban roda truk T

$$\begin{aligned}
 P_u &= (1 + DLA) \times P_{tt} \times K_u T T \\
 &= (1 + 0.3) \times 113 \times 1.8 \\
 &= 263.23 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.13 Momen yang terjadi pada program SAP 2000

4.2.3.3 Perhitungan Gaya Dalam

Dari program SAP 2000 diperoleh hasil momen akibat beban mati untuk plat yaitu:

$$\begin{aligned} M \text{ Tumpuan} &= 8,66 \text{ kN m} \\ M \text{ Lapangan} &= 3,18 \text{ kN m} \end{aligned}$$

Dari program SAP 2000 diperoleh hasil momen akibat beban mati untuk plat kantilever yaitu:

$$\begin{aligned} M \text{ Tumpuan} &= 26,66 \text{ kN m} \\ M \text{ Lapangan} &= 5,52, \text{ kN m} \end{aligned}$$

Momen akibat beban hidup dari roda truck “T” dapat dihitung dengan persamaan :

$$\begin{aligned} P_u \text{ akibat T} &= (1 + DLA) \times PTT \times K_{uTT} \\ &= (1 + 0,3) \times 112,5 \times 1,8 \\ &= 263,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

M tumpuan akibat beban truck

$$\begin{aligned} M \text{ tumpuan} &= +1/8 \cdot P_u \cdot L \\ &= +1/8 \cdot 263,25 \text{ kN} \cdot 2,1 \text{ m} \\ &= 69,10 \text{ kN m} \end{aligned}$$

M lapangan akibat beban truck

$$\begin{aligned} M \text{ lapangan} &= +1/8 \cdot P_u \cdot L \\ &= +1/8 \cdot 263,25 \text{ kN} \cdot 2,1 \text{ m} \\ &= 69,10 \text{ kN m} \end{aligned}$$

4.2.3.4 Perhitungan Penulangan Full Pelat Lantai

Pelat Lantai Kendaraan

- Tulangan Tumpuan

Mutu Beton $f_c' = 25 \text{ MPa}$

RSNI T-12-2004 Tabel 4.6 - 2 (beton untuk lalulintas berat menengah)

Mutu Baja Tulangan $f_y = 390 \text{ MPa}$

SNI 07-2052-2002 Tabel 6 (tegangan BjTS 40)

Tebal Pelat $t_s = 500 \text{ mm}$

Selimut Beton $d' = 30 \text{ mm}$

RSNI T-12-2004 Tabel 4.6 - 4 (decking beton)

Tebal Efektif $d = 470 \text{ mm}$

Lebar yang ditinjau $b = 1000 \text{ mm}$

Faktor Reduksi Lentur $\Phi = 0,8$

RSNI T-12-2004 Pasal 4.5.2 (faktor reduksi untuk beton)

Diameter Tulangan Lentur $D = 19 \text{ mm}$

Diameter Tulangan Bagi $D = 13 \text{ mm}$

$M_u = M_D + M_L$

$= 8,66 \text{ kN} + 69,10 \text{ kN}$

$= 77,76 \text{ kN m}$

Faktor distribusi tegangan beton,

$$\beta_1 = 0,85 \text{ (} f_c' < 30 \text{ MPa)}$$

RSNI T-12-2004 Pasal 4.5.2

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{77,76 \text{ m}}{0,8} = 97,20 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{97,20 \times 10^6}{1000 \cdot (470)^2} = 0,40 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{390} \cdot \left(\frac{600}{600 + 390} \right) \\ &= 0,0281 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,0281 \\ &= 0,0211 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{390}{0,85 \cdot 25} = 18,353$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{18,353} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,353 \cdot 0,40}{390}} \right) \\ &= 0,0021 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0,0036 < 0,0021 < 0,02105$$

Maka diambil $\rho = 0,0021$

➤ **Perhitungan Tulangan Utama**

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0036 \cdot 1000 \cdot 470 \\ &= 1687.2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D25

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 25^2 \\ &= 490,63 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{283,385 \cdot 1000}{1687.2} \\ &= 290 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D25 – 250
($A_s = 1962 \text{ mm}^2$)

➤ **Tulangan Bagi**

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \cdot A_s \\ &= 50\% \cdot 1687 \\ &= 843 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Bagi D19

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 19^2 \\ &= 283 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{283 \cdot 1000}{843} \\ &= 335 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D19 – 300 ($A_s = 944 \text{ mm}^2$)

- **Tulangan Lapangan**

Mutu Beton $f_c' = 25 \text{ MPa}$

RSNI T-12-2004 Tabel 4.6 - 2 (beton untuk lalulintas berat menengah)

Mutu Baja Tulangan $f_y = 390 \text{ MPa}$

SNI 07-2052-2002 Tabel 6 (tegangan BjTS 40)

Tebal Pelat $t_s = 500 \text{ mm}$

Selimut Beton $d' = 30 \text{ mm}$

RSNI T-12-2004 Tabel 4.6 - 4 (decking beton)

Tebal Efektif $d = 470 \text{ mm}$

Lebar yang ditinjau $b = 1000 \text{ mm}$

Faktor Reduksi Lentur $\Phi = 0,8$

RSNI T-12-2004 Pasal 4.5.2 (faktor reduksi untuk beton)

Diameter Tulangan Lentur $D = 19 \text{ mm}$

Diameter Tulangan Bagi $D = 13 \text{ mm}$

$M_u = M_D + M_L$

$= 3,18 \text{ kN} + 69,10 \text{ kN}$

$= 72,28 \text{ kN m}$

Faktor distribusi tegangan beton,

$\beta_1 = 0,85 \text{ (} f_c' < 30 \text{ MPa)}$

RSNI T-12-2004 Pasal 4.5.2

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{72,28 \text{ kN m}}{0,8} = 90,35 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{90,35 \times 10^6}{1000 \cdot (470)^2} = 0,41 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{390} \cdot \left(\frac{600}{600 + 390} \right)$$

$$= 0,0281$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b$$

$$= 0,75 \cdot 0,0281$$

$$= 0,0211$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{390}{0,85 \cdot 25} = 18,353$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{18,3529} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,353 \cdot 0,41}{390}} \right)$$

$$= 0,0011$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0,0036 < 0,0011 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,0011$

➤ **Perhitungan Tulangan Utama**

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0036 \cdot 1000 \cdot 470 \\ &= 1687.2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D25

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 25^2 \\ &= 490,63 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{283,385 \cdot 1000}{1687.2} \\ &= 290 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D25 – 250
($A_s = 1962 \text{ mm}^2$)

➤ **Tulangan Bagi**

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \cdot A_s \\ &= 50\% \cdot 1687 \\ &= 843 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Bagi D19

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 19^2 \\ &= 283 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{283 \cdot 1000}{843} \\ &= 335 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D19 – 300 ($A_s = 944 \text{ mm}^2$)

4.2.3.5 Perhitungan Penulangan Full Pelat kantilever

Pelat Lantai Kendaraan

- Tulangan Tumpuan

Mutu Beton $f_c' = 25 \text{ MPa}$

RSNI T-12-2004 Tabel 4.6 - 2 (beton untuk lalulintas berat menengah)

Mutu Baja Tulangan $f_y = 390 \text{ MPa}$

SNI 07-2052-2002 Tabel 6 (tegangan BjTS 40)

Tebal Pelat $t_s = 500 \text{ mm}$

Selimut Beton $d' = 30 \text{ mm}$

RSNI T-12-2004 Tabel 4.6 - 4 (decking beton)

Tebal Efektif $d = 470 \text{ mm}$

Lebar yang ditinjau $b = 1000 \text{ mm}$

Faktor Reduksi Lentur $\Phi = 0,8$

RSNI T-12-2004 Pasal 4.5.2 (faktor reduksi untuk beton)

Diameter Tulangan Lentur $D = 19 \text{ mm}$

Diameter Tulangan Bagi $D = 13 \text{ mm}$

$M_u = M_D + M_L$

$= 26,66 \text{ kN} + 63,10 \text{ kN}$

$= 89,9 \text{ kN m}$

Faktor distribusi tegangan beton,

$$\beta_1 = 0,85 \text{ (} f_c' < 30 \text{ MPa)}$$

RSNI T-12-2004 Pasal 4.5.2

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{89,9 \text{ m}}{0,8} = 112,3 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{112,3 \times 10^6}{1000 \cdot (470)^2} = 0,508 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{390} \cdot \left(\frac{600}{600 + 390} \right) \\ &= 0,0281 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,0281 \\ &= 0,0211 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{390}{0,85 \cdot 25} = 18,353$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,353} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,353 \cdot 0,508}{390}} \right) \\ &= 0,0028 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0,0036 < 0,0028 < 0,02105$$

Maka diambil $\rho = 0,0036$

➤ **Perhitungan Tulangan Utama**

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0036 \cdot 1000 \cdot 470 \\ &= 1687.2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D25

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 25^2 \\ &= 490,63 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{283,385 \cdot 1000}{1687.2} \\ &= 290 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D25 – 250
($A_s = 1962 \text{ mm}^2$)

➤ **Tulangan Bagi**

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \cdot A_s \\ &= 50\% \cdot 1687 \\ &= 843 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Bagi D19

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 19^2 \\ &= 283 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{283 \cdot 1000}{843} \\ &= 335 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D19 – 300 ($A_s = 944 \text{ mm}^2$)

- **Tulangan Lapangan**

Mutu Beton $f_c' = 25 \text{ MPa}$

RSNI T-12-2004 Tabel 4.6 - 2 (beton untuk lalulintas berat menengah)

Mutu Baja Tulangan $f_y = 390 \text{ MPa}$

SNI 07-2052-2002 Tabel 6 (tegangan BjTS 40)

Tebal Pelat $t_s = 500 \text{ mm}$

Selimut Beton $d' = 30 \text{ mm}$

RSNI T-12-2004 Tabel 4.6 - 4 (decking beton)

Tebal Efektif $d = 470 \text{ mm}$

Lebar yang ditinjau $b = 1000 \text{ mm}$

Faktor Reduksi Lentur $\Phi = 0,8$

RSNI T-12-2004 Pasal 4.5.2 (faktor reduksi untuk beton)

Diameter Tulangan Lentur $D = 19 \text{ mm}$

Diameter Tulangan Bagi $D = 16 \text{ mm}$

$M_u = M_D + M_L$

$= 5,52 \text{ kN} + 63,10 \text{ kN}$

$= 68,7 \text{ kN m}$

Faktor distribusi tegangan beton,

$\beta_1 = 0,85 \text{ (} f_c' < 30 \text{ MPa)}$

RSNI T-12-2004 Pasal 4.5.2

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{68,7 \text{ kN m}}{0,8} = 85,9 \text{ kN m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{85,9 \times 10^6}{1000 \cdot (470)^2} = 0,39 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25}{390} \cdot \left(\frac{600}{600 + 390} \right)$$

$$= 0,0281$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b$$

$$= 0,75 \cdot 0,0281$$

$$= 0,0211$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'} = \frac{390}{0,85 \cdot 25} = 18,353$$

$$\rho = \frac{1}{m} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{18,3529} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,353 \cdot 0,39}{390}} \right)$$

$$= 0,00$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0,0036 < 0,001 < 0,021$$

Maka diambil $\rho = 0,0036$

➤ **Perhitungan Tulangan Utama**

Luas tulangan utama yang diperlukan :

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0036 \cdot 1000 \cdot 470 \\ &= 1687.2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan Tulangan Utama D25

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 25^2 \\ &= 490,63 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{283,385 \cdot 1000}{1687.2} \\ &= 290 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D25 – 250
($A_s = 1962 \text{ mm}^2$)

➤ **Tulangan Bagi**

Luas Tulangan Bagi yang Diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \cdot A_s \\ &= 50\% \cdot 1687 \\ &= 843 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

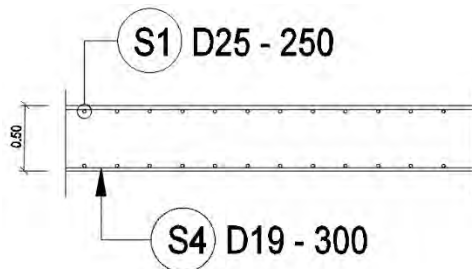
Direncanakan Tulangan Bagi D19

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= 0,25 \cdot 3,14 \cdot 19^2 \\ &= 283 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan bagi

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \cdot b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{283 \cdot 1000}{843} \\ &= 335 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D19 – 300 ($A_s = 944 \text{ mm}^2$)



Gambar 4.14 denah penulangan plat

4.2.4 Perencanaan Balok Tengah

4.2.4.1 Preliminary Design Girder Tengah

Perencanaan dimensi awal untuk balok tengah disesuaikan berdasarkan **RSNI T-12-2004 pasal 9.2.1**

a. Menentukan dimensi balok

- Tinggi Balok (h) dihitung melalui pendekatan

$$(\frac{1}{12}L \geq h \geq \frac{1}{15}L)$$

$$a. \frac{1}{12}L = \frac{1}{12} \times 24000mm = 2000 \text{ mm}$$

$$b. \frac{1}{15}L = \frac{1}{15} \times 24000mm = 1600 \text{ mm}$$

Jadi tinggi girder (h) yang digunakan = 1700 mm **(OK)**

- Lebar Girder (bw) dihitung melalui pendekatan

$$(\frac{2}{3}h \geq bw \geq \frac{1}{15}h)$$

$$a. \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 1700mm = 1133,33 \text{ mm}$$

$$b. \frac{1}{15}h = \frac{1}{15} \times 1700mm = 113,33 \text{ mm}$$

Jadi lebar girder (bw) yang digunakan = 600 mm **(OK)**

4.2.4.2 Analisis Pembebanan Girder Tengah

I. Pembebanan Girder

Bentang Jembatan	$L = 24000 \text{ mm}$
Tinggi Girder	$h = 1700 \text{ mm}$
Lebar Girder	$bw = 600 \text{ mm}$
Decking Beton	$d' = 50 \text{ mm}$
Lebar Efektif	$d = 1650 \text{ mm}$
Spasi Girder	$s = 2100 \text{ mm}$
Mutu Beton	$fc' = 30$
Tulangan Utama	$fy = 390$
Tulangan Sengkang	$fy = 280$

a. Beban Mati

Beban Mati Merata

$$\begin{aligned} \text{Berat Plat} &= ts \times (s-bw) \times BJ \text{ Beton} \\ &= 0,25 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 2,5 \text{ T/m} \\ &= 0,9375 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Aspal} &= ta \times s \times BJ \text{ Aspal} \\ &= 0,1 \text{ m} \times 2,1 \text{ m} \times 2,2 \text{ T/m} \\ &= 0,462 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Girder} &= h \text{ girder} \times bw \times BJ \text{ Beton} \\ &= 1,7 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 2,5 \text{ T/m} \\ &= 2,55 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q \text{ DL} &= 0,9375 \text{ T/m} + 0,462 \text{ T/m} + 2,55 \\ \text{T/m} &= 3,95 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_u \text{ DL} &= 3,95 \text{ T/m} \times 1,3 \\ &= 5,13 \text{ T/m} \end{aligned}$$

Beban Mati Terpusat

$$\begin{aligned}
 P \text{ diafragma} &= h \text{ diafragma} \times b \text{ diafragma} \\
 &\quad \times (s-bw) \times \text{BJ Beton} \\
 &= 0,5 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \\
 &\quad \times 2,5 \text{ T/m} \\
 &= 0,5625 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_u \text{ diafragma} &= P \text{ diafragma} \times K_u \\
 &= 0,5625 \text{ T} \times 1.3 \\
 &= 0,73125 \text{ T}
 \end{aligned}$$

b. Beban Hidup

Beban Hidup pada girder terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT) seperti pada gambar. BTR tergantung pada panjang total L yang dibebani dan dinyatakan dalam rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 q &= 9 \text{ kPa} \\
 &= 0.9 \text{ t/m}^3 \quad \text{untuk } L <
 \end{aligned}$$

30 m

$$q = 9 \times (1 \times 15/L) \text{ kPa}$$

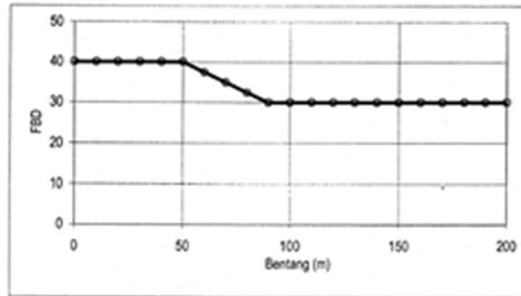
untuk

$$L \geq 30 \text{ m}$$

Sedangkan untuk BGT mempunyai intensitas :

$$P = 49 \text{ kN/m}$$

Faktor beban dinamis (DLA) untuk BGT diambil sebagai berikut :



Gambar 4.15 Faktor Beban dinamis untuk BGT

$$\begin{aligned}
 \text{Beban merata BTR} &= \text{BTR} \times s \\
 &= 0,9 \text{ T} \times 2,1 \\
 &= 1,89 \text{ T/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban air hujan} &= t_s \times s \times \text{BJ air} \\
 &= 0,02 \text{ m} \times 2,1 \text{ m} \times \\
 &\quad 0,98 \text{ T/m} \\
 &= 0,04116 \text{ T/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{LL} &= 1,89 \text{ T/m} + 0,04116 \text{ T/m} \\
 &= 1,93116 \text{ T/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{uLL} &= 1,93116 \text{ T/m} \times 1,8 \\
 &= 3,476088 \text{ T/m}
 \end{aligned}$$

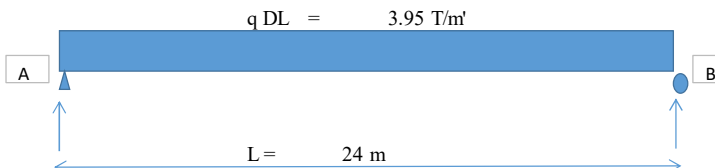
$$\begin{aligned}
 P_{BGT} &= \text{BGT} \times s \times \text{KD} \\
 &= 4,9 \text{ T} \times 2,1 \text{ m} \times 1,4 \\
 &= 12,005 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_u \text{ BGT} &= P \text{ BGT} \times K_u \\
 &= 12,005 \text{ T} \times 2 \\
 &= 24,01 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &P \text{ Truck} \\
 \text{DLA} &= 0,3 \text{ (RSNI T - 02 - 2005)} \\
 K_{uTT} &= 1,8 \text{ (RSNI T - 02 - 2005)} \\
 T_u &= 112,5 \text{ kN} \\
 &\text{ (RSNI T - 02 - 2005)} \\
 P \text{ truck} &= (1 + \text{DLA}) \times T_u \times K_{uTT} \\
 &= (1 + 0,3) \times 112,5 \times 1,8 \\
 &= 263,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4.2.4.3 Perhitungan Gaya Dalam

- Reaksi perletakan pada balok
Menghitung Rva dan Rvb akibat beban merata



Gambar 4.16 beban merata pada girder

$$R_{va} = \frac{q \text{ DL} \times L}{2} = \frac{3,95 \text{ t/m} \times 24 \text{ m}}{2} = 47,4 \text{ t}$$

$$R_{vb} = \frac{q \text{ DL} \times L}{2} = \frac{3,95 \text{ t/m} \times 24 \text{ m}}{2} = 47,4 \text{ t}$$

Menghitung Rva dan Rvb akibat beban terpusat



Gambar 4.17 beban terpusat pada girder

$$Rva = \frac{P \text{ dia} \times n \text{ dia}}{2} = \frac{0,56 \text{ t} \times 5}{2} = 1,41 \text{ t}$$

$$Ruva = \frac{q \text{ DL} \times L \times Ku}{2} = \frac{3,95 \text{ t/m} \times 24 \text{ m} \times 1.3}{2} = 63,4 \text{ t}$$

$$Rvb = \frac{P \text{ dia} \times n \text{ dia}}{2} = \frac{0,56 \text{ t} \times 5}{2} = 1,41 \text{ t}$$

$$Ruvb = \frac{q \text{ DL} \times L \times Ku}{2} = \frac{3,95 \text{ t/m} \times 24 \text{ m} \times 1.3}{2} = 63,4 \text{ t}$$

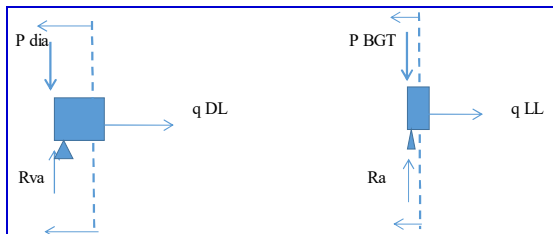
Total

$$Rva = 47,4 \text{ t} \qquad Rvb = 47,4 \text{ t}$$

$$Rva = 1,41 \text{ t} \qquad Rvb = 1,41 \text{ t}$$

$$\text{Total} = 48,8 \text{ t} \qquad \text{Total} = 48,8 \text{ t}$$

Perhitungan Per Segmen



Gambar 4.18 segmen 0 girder

Segmen 0

Segmen = 0 m

Jarak = 0 m

Menghitung R_a dan R_b akibat beban merata dan BGT yang berjalan dari kiri ke kanan

$$\begin{aligned}
 R_a &= \frac{q_{LL} \times L}{2} + \frac{P_{BGT} \times (L - 0)}{L} \\
 &= \frac{1,84 \times 24}{2} + \frac{12,01 \times (24 - 0)}{24} \\
 &= 34,1 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{ua} &= R_a \times 1,8 \\
 &= 61,4 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_b &= \frac{q_{LL} \times L}{2} + \frac{P_{BGT} \times 0}{L} \\
 &= \frac{1,84 \times 24}{2} + \frac{12,01 \times 0}{24} \\
 &= 22,1 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{ub} &= R_b \times 1,8 \\
 &= 39,7 \text{ T}
 \end{aligned}$$

Menghitung V_u DL

$$\begin{aligned} V_u \text{ DL} &= R_u V_a = R_u V_b \\ &= 63,44 \text{ T} \end{aligned}$$

Menghitung V_u LL

$$\begin{aligned} V_u \text{ LL} &= \text{diambil nilai paling besar diantara} \\ &\quad R_a \text{ u dan } R_b \text{ u} \\ &= 61,353 \text{ T} \end{aligned}$$

Menghitung V_u total

$$\begin{aligned} V_u \text{ total} &= V_u \text{ DL} + V_u \text{ LL} \\ &= 63,44 \text{ T} + 61,353 \text{ T} \\ &= 124,79 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi * V_c &= 0,6 \times \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \times b_w \times d / 10000 \\ &= 0,6 \times \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 600 \times 1650 / 10000 \\ &= 54,2245 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi * V_s \text{ perlu} &= V_u \text{ total} - \phi * V_c \\ &= 124,793325 - 54,2245 \\ &= 70,5687 \text{ T} \end{aligned}$$

Dipasang sengkang jumlah 10 dengan jarak 100 mm

$$\begin{aligned} \phi * V_s \text{ pasang} &= \frac{A_s \times f_y \times d}{s \times 10000} \\ &= \frac{157,080 \times 280 \times 1650}{100 \times 10000} \\ &= 72,571 \text{ T} \end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned} V_s \text{ Terpasang} &> V_s \text{ Perlu} \\ 72,571 \text{ T} &> 70,5687 \text{ T} \end{aligned}$$

OK

$$\begin{aligned}
 \text{Mu q DL} &= \frac{q_u \text{ DL} \times L \times X}{2} - \frac{q_u \text{ DL} \times X^2}{2} \\
 &= \frac{5,13 \times 24 \times 0}{2} - \frac{5,13 \times 0}{2} \\
 &= 0 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu pDL} &= \left(\frac{n \text{ dia} - 1}{2}\right) \times P_u \text{ dia} \times X \\
 &= \left(\frac{5 - 1}{2}\right) \times 0,73125 \times 0 \\
 &= 0 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu q LL} &= \frac{q_u \text{ LL} \times L \times X}{2} - \frac{q_u \text{ LL} \times X^2}{2} \\
 &= \frac{3,476 \times 24 \times 0}{2} - \frac{3,476 \times 0}{2} \\
 &= 0 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu LL} &= P_u \text{ BGT} \times \frac{L - X}{L} \times X \\
 &= 24,01 \times \frac{24 - 0}{24} \times 0 \\
 &= 0 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu total} &= \text{Mu q DL} + \text{Mu pDL} + \text{Mu qLL} + \text{Mu LL} \\
 &= 0 + 0 + 0 + 0 \\
 &= 0 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan memanjang D 32 sejumlah 2

$$\begin{aligned}
 \text{As terpasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 32^2 \times 2 \\
 &= 1608 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

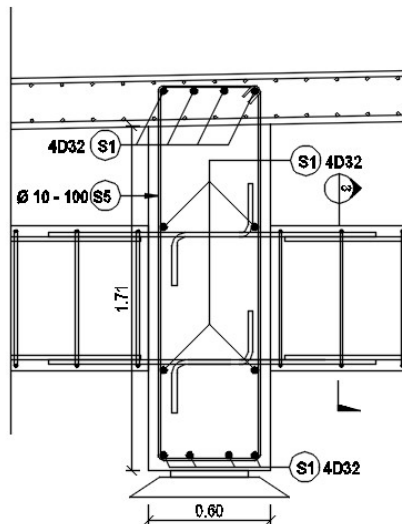
$$\begin{aligned}
 T &= \text{As} \times f_y \\
 &= 1608 \times 390 \\
 &= 627313,221 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b_w} \\
 &= \frac{627313,221}{0,85 \times 30 \times 600} \\
 &= 41 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

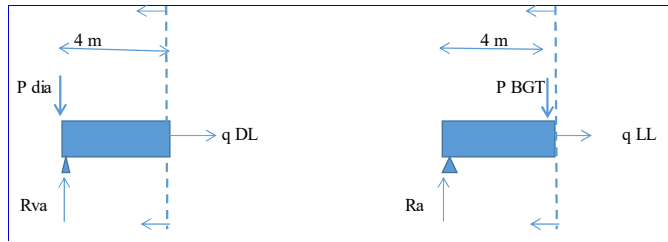
$$\begin{aligned}
 \text{Mu terpasang} &= 0,8 \times T \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,8 \times 627313,221 \times \left(1650 - \frac{41}{2} \right) \\
 &= 817765298,16 \text{ N Mm} \\
 &= 81,77652982 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

Kontrol

Mu Terpasang > Mu Perlu (Mu total)
 81,77652982 Tm > 0 **DESAIN OK**



Gambar 4.19 penulangan segmen 0 girder



Gambar 4.20 segmen 1/6 girder

Segmen 1/6

$$\text{Segmen} = (0-4) \text{ m}$$

$$\text{Jarak} = 4 \text{ m}$$

Menghitung R_a dan R_b akibat beban merata dan BGT yang berjalan dari kiri ke kanan

$$\begin{aligned} R_a &= \frac{q_{LL} \times L}{2} + \frac{P_{BGT} \times (L - 4)}{L} \\ &= \frac{1,84 \times 24}{2} + \frac{12,01 \times (24 - 4)}{24} \\ &= 32,08 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{ua} &= R_a \times 1,8 \\ &= 57,75 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_b &= \frac{q_{LL} \times L}{2} + \frac{P_{BGT} \times 4}{L} \\ &= \frac{1,84 \times 24}{2} + \frac{12,01 \times 4}{24} \\ &= 24,08 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{ub} &= R_b \times 1,8 \\ &= 43,35 \text{ T} \end{aligned}$$

Menghitung V_u DL

$$\begin{aligned} V_u \text{ DL} &= R_u V_a - q_u \text{ DL} \times X - (n \times P_u \text{ dia}) \\ &= 42,17 \text{ T} \end{aligned}$$

Menghitung V_u LL

$$\begin{aligned} V_u \text{ LL} &= \text{diambil nilai paling besar diantara} \\ &R_a \text{ u dan } R_b \text{ u} \\ &= 57,75 \text{ T} \end{aligned}$$

Menghitung V_u total

$$\begin{aligned} V_u \text{ total} &= V_u \text{ DL} + V_u \text{ LL} \\ &= 42,17 \text{ T} + 57,75 \text{ T} \\ &= 99,92 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi * V_c &= 0,6 \times \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \times b_w \times d / 10000 \\ &= 0,6 \times \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 600 \times 1650 / 10000 \\ &= 54,2245 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi * V_s \text{ perlu} &= V_u \text{ total} - \phi * V_c \\ &= 99,92 - 54,2245 \\ &= 45,7 \text{ T} \end{aligned}$$

Dipasang sengkang jumlah 10 dengan jarak 150 mm

$$\begin{aligned} \phi * V_s \text{ pasang} &= \frac{A_s \times f_y \times d}{s \times \frac{10000}{150}} \\ &= \frac{157,080 \times 280 \times 1650}{150 \times 10000} \\ &= 48,38 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textbf{Kontrol} \quad V_s \text{ Terpasang} &> V_s \text{ Perlu} \\ 48,38 \text{ T} &> 45,7 \text{ T} \end{aligned}$$

OK

$$M_u \text{ q DL} = \frac{q_u \text{ DL} \times L \times X}{2} - \frac{q_u \text{ DL} \times X^2}{2}$$

$$= \frac{5,13 \times 24 \times 4}{2} - \frac{5,13 \times 4^2}{2}$$

$$= 205,4 \text{ Tm}$$

$$\text{Mu pDL} = \left(\frac{n \text{ dia} - 1}{2}\right) \times \text{Pu dia} \times X$$

$$= \left(\frac{5 - 1}{2}\right) \times 0,73125 \times 4$$

$$= 4,388 \text{ Tm}$$

$$\text{Mu q LL} = \frac{\text{qu LL} \times L \times X}{2} - \frac{\text{qu LL} \times X^2}{2}$$

$$= \frac{3,476 \times 24 \times 4}{2} - \frac{3,476 \times 4^2}{2}$$

$$= 139,043 \text{ Tm}$$

$$\text{Mu LL} = \text{Pu BGT} \times \frac{L - X}{L} \times X$$

$$= 24,01 \times \frac{24 - 4}{24} \times 4$$

$$= 80,03 \text{ Tm}$$

$$\text{Mu total} = \text{Mu q DL} + \text{Mu pDL} + \text{Mu qLL} + \text{Mu LL}$$

$$= 205,374 \text{ Tm} + 4,3875 \text{ Tm} + 139,043 \text{ Tm} + 80,03 \text{ Tm}$$

$$= 428,838 \text{ Tm}$$

Dipasang tulangan memanjang D 32 sejumlah 12

$$\text{As terpasang} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n$$

$$= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 32^2 \times 12$$

$$= 9651 \text{ mm}^2$$

$$T = \text{As} \times f_y$$

$$= 9651 \times 390$$

$$= 3763879,32 \text{ N}$$

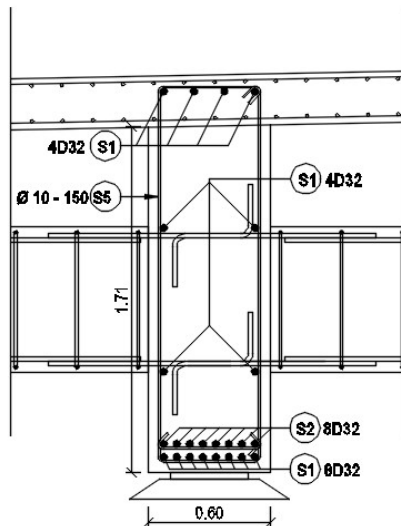
$$a = \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b \times w}$$

$$= \frac{3763879,32}{0,85 \times 30 \times 600}$$

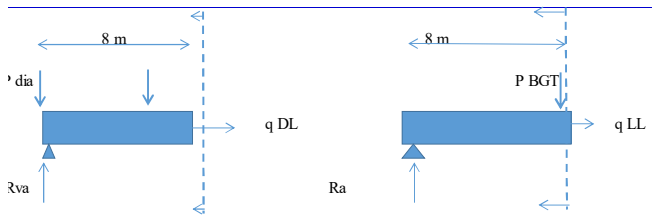
$$= 246 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu terpasang} &= 0,8 \times T \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,8 \times 3763879,32 \times \left(1650 - \frac{246}{2} \right) \\ &= 4597947179 \text{ N Mm} \\ &= 459,794 \text{ Tm} \end{aligned}$$

Kontrol Mu Terpasang > Mu Perlu (Mu total)
 459,794 Tm > 428,838 Tm
DESAIN OK



Gambar 4.21 penulangan segmen 1/6 girder



Gambar 4.22 segmen 1/3 girder

Segmen 1/3

$$\text{Segmen} = (4-8) \text{ m}$$

$$\text{Jarak} = 8 \text{ m}$$

Menghitung R_a dan R_b akibat beban merata dan BGT yang berjalan dari kiri ke kanan

$$\begin{aligned} R_a &= \frac{q_{LL} \times L}{2} + \frac{P_{BGT} \times (L - 8)}{L} \\ &= \frac{1,84 \times 24}{2} + \frac{12,01 \times (24 - 8)}{24} \\ &= 30,08 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{ua} &= R_a \times 1,8 \\ &= 54,15 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_b &= \frac{q_{LL} \times L}{2} + \frac{P_{BGT} \times 8}{L} \\ &= \frac{1,84 \times 24}{2} + \frac{12,01 \times 8}{24} \\ &= 24,08 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{ub} &= R_b \times 1,8 \\ &= 46,95 \text{ T} \end{aligned}$$

Menghitung Vu DL

$$\begin{aligned} V_u DL &= R_u V_a - q_u DL \times X - (n \times P_u \text{ dia}) \\ &= 21,634 \text{ T} \end{aligned}$$

Menghitung Vu LL

$$\begin{aligned} V_u LL &= \text{diambil nilai paling besar diantara} \\ &\text{Ra u dan Rb u} \\ &= 54,15 \text{ T} \end{aligned}$$

Menghitung Vu total

$$\begin{aligned} V_u \text{ total} &= V_u DL + V_u LL \\ &= 21,634 \text{ T} + 54,15 \text{ T} \\ &= 75,784 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi * V_c &= 0,6 \times \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \times b_w \times d / 10000 \\ &= 0,6 \times \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 600 \times 1650 / 10000 \\ &= 54,2245 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi * V_s \text{ perlu} &= V_u \text{ total} - \phi * V_c \\ &= 75,784 - 54,2245 \\ &= 21,56 \text{ T} \end{aligned}$$

Dipasang sengkang jumlah 10 dengan jarak 300 mm

$$\begin{aligned} \phi * V_s \text{ pasang} &= \frac{A_s \times f_y \times d}{s \times \frac{10000}{300 \times 10000}} \\ &= \frac{157,080 \times 280 \times 1650}{300 \times 10000} \\ &= 24,19 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textbf{Kontrol} \quad V_s \text{ Terpasang} &> V_s \text{ Perlu} \\ 24,19 \text{ T} &> 21,56 \text{ T} \\ &\textbf{OK} \end{aligned}$$

$$M_u q DL = \frac{q_u DL \times L \times X}{2} - \frac{q_u DL \times X^2}{2}$$

$$= \frac{5,13 \times 24 \times 8}{2} - \frac{5,13 \times 8^2}{2}$$

$$= 328,6 \text{ Tm}$$

$$\text{Mu pDL} = \left(\frac{n \text{ dia} - 1}{2}\right) \times \text{Pu dia} \times X$$

$$= \left(\frac{5 - 1}{2}\right) \times 0,73125 \times 8$$

$$= 8,775 \text{ Tm}$$

$$\text{Mu q LL} = \frac{\text{qu LL} \times L \times X}{2} - \frac{\text{qu LL} \times X^2}{2}$$

$$= \frac{3,476 \times 24 \times 8}{2} - \frac{3,476 \times 8^2}{2}$$

$$= 222,47 \text{ Tm}$$

$$\text{Mu LL} = \text{Pu BGT} \times \frac{L - X}{L} \times X$$

$$= 24,01 \times \frac{24 - 8}{24} \times 8$$

$$= 128,05 \text{ Tm}$$

$$\text{Mu total} = \text{Mu q DL} + \text{Mu pDL} + \text{Mu qLL} + \text{Mu LL}$$

$$= 328,6 \text{ Tm} + 8,775 \text{ Tm} + 222,47 \text{ Tm}$$

$$+ 128,05 \text{ Tm}$$

$$= 687,896 \text{ Tm}$$

Dipasang tulangan memanjang D 32 sejumlah 19

$$\text{As terpasang} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n$$

$$= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 32^2 \times 19$$

$$= 15280,707 \text{ mm}^2$$

$$T = \text{As} \times f_y$$

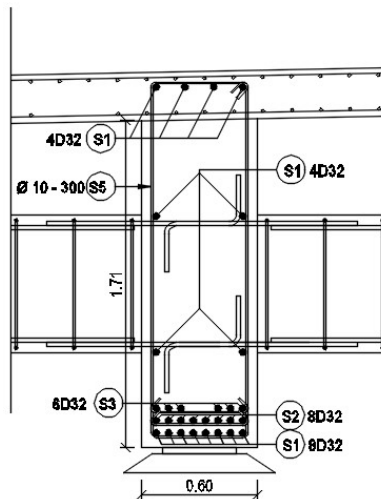
$$= 15280,707 \times 390$$

$$= 5959475,6 \text{ N}$$

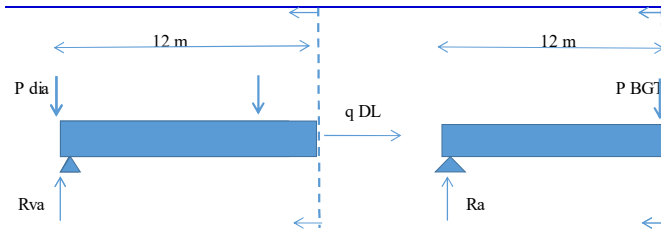
$$\begin{aligned}
 a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b_w} \\
 &= \frac{35959475,6}{0,85 \times 30 \times 600} \\
 &= 389,508 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu terpasang} &= 0,8 \times T \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,8 \times 3763879,32 \times \left(1650 - \frac{389,508}{2} \right) \\
 &= 6938001925 \text{ N Mm} \\
 &= 693,800 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

Kontrol Mu Terpasang > Mu Perlu (Mu total)
 693,800 Tm > 687,896 Tm
DESAIN OK



Gambar 4.23 penulangan segmen 1/3 girder



Gambar 4.24 segmen 1/2 girder

Segmen 1/2

Segmen = (8-12) m

Jarak = 12 m

Menghitung R_a dan R_b akibat beban merata dan BGT yang berjalan dari kiri ke kanan

$$\begin{aligned}
 R_a &= \frac{q_{LL} \times L}{2} + \frac{P_{BGT} \times (L - 12)}{L} \\
 &= \frac{1,84 \times 24}{2} + \frac{12,01 \times (24 - 12)}{24} \\
 &= 28,08 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{ua} &= R_a \times 1,8 \\
 &= 50,55 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_b &= \frac{q_{LL} \times L}{2} + \frac{P_{BGT} \times 8}{L} \\
 &= \frac{1,84 \times 24}{2} + \frac{12,01 \times 12}{24} \\
 &= 28,08 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{ub} &= R_b \times 1,8 \\
 &= 50,55 \text{ T}
 \end{aligned}$$

Menghitung Vu DL

$$\begin{aligned} V_{u DL} &= R_u V_a - q_{u DL} \times X - (n \times P_u \text{ dia}) \\ &= 1,097 \text{ T} \end{aligned}$$

Menghitung Vu LL

$$\begin{aligned} V_{u LL} &= \text{diambil nilai paling besar diantara} \\ &\text{Ra u dan Rb u} \\ &= 50,549 \text{ T} \end{aligned}$$

Menghitung Vu total

$$\begin{aligned} V_{u \text{ total}} &= V_{u DL} + V_{u LL} \\ &= 1,097 \text{ T} + 50,549 \text{ T} \\ &= 51,645 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi * V_c &= 0,6 \times \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \times b_w \times d / 10000 \\ &= 0,6 \times \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 600 \times 1650 / 10000 \\ &= 54,2245 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi * V_s \text{ perlu} &= V_{u \text{ total}} - \phi * V_c \\ &= 51,645 - 54,2245 \\ &= -2,579 \text{ T} \end{aligned}$$

Dipasang sengkang jumlah 10 dengan jarak 500 mm

$$\begin{aligned} \phi * V_s \text{ pasang} &= \frac{A_s \times f_y \times d}{s \times \frac{10000}{157,080 \times 280 \times 1650}} \\ &= \frac{500 \times 10000}{157,080 \times 280 \times 1650} \\ &= 14,514 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textbf{Kontrol} \quad V_s \text{ Terpasang} &> V_s \text{ Perlu} \\ 14,514 \text{ T} &> -2,579 \text{ T} \\ &\textbf{OK} \end{aligned}$$

$$M_{u q DL} = \frac{q_{u DL} \times L \times X}{2} - \frac{q_{u DL} \times X^2}{2}$$

$$= \frac{5,13 \times 24 \times 12}{2} - \frac{5,13 \times 12^2}{2}$$

$$= 369,67 \text{ Tm}$$

$$\text{Mu pDL} = \left(\frac{n \text{ dia} - 1}{2} \right) \times \text{Pu dia} \times X$$

$$= \left(\frac{5 - 1}{2} \right) \times 0,73125 \times 12$$

$$= 13,163 \text{ Tm}$$

$$\text{Mu q LL} = \frac{\text{qu LL} \times L \times X}{2} - \frac{\text{qu LL} \times X^2}{2}$$

$$= \frac{3,476 \times 24 \times 12}{2} - \frac{3,476 \times 12^2}{2}$$

$$= 250,28 \text{ Tm}$$

$$\text{Mu LL} = \text{Pu BGT} \times \frac{L - X}{L} \times X$$

$$= 24,01 \times \frac{24 - 12}{24} \times 12$$

$$= 144,06 \text{ Tm}$$

$$\text{Mu total} = \text{Mu q DL} + \text{Mu pDL} + \text{Mu qLL} + \text{Mu LL}$$

$$= 369,673 \text{ Tm} + 13,163 \text{ Tm} + 250,28 \text{ Tm} + 144,06 \text{ Tm}$$

$$= 777,174 \text{ Tm}$$

Dipasang tulangan memanjang D 32 sejumlah 22

$$\text{As terpasang} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n$$

$$= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 32^2 \times 22$$

$$= 17693,4 \text{ mm}^2$$

$$T = \text{As} \times f_y$$

$$= 117693,4 \times 390$$

$$= 6900445,432 \text{ N}$$

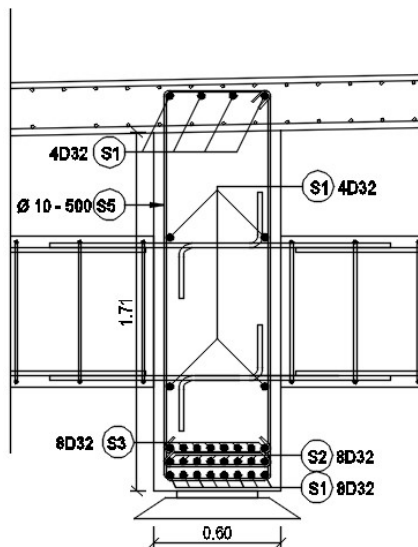
$$a = \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b_w}$$

$$= \frac{6900445,432}{0,85 \times 30 \times 600}$$

$$= 451,01 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu terpasang} &= 0,8 \times T \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,8 \times 6900445,432 \times \left(1650 - \frac{451,01}{2} \right) \\ &= 7863721378 \text{ N Mm} \\ &= 786,372 \text{ Tm} \end{aligned}$$

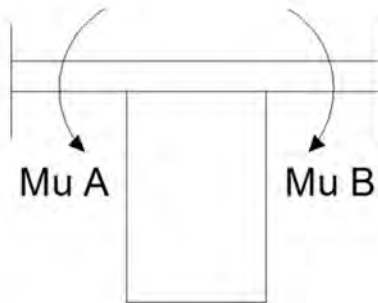
Kontrol Mu Terpasang > Mu Perlu (Mu total)
 786,372 Tm > 777,174 Tm
DESAIN OK



Gambar 4.25 penulangan segmen 1/2 girder

Penulangan Torsi Girder Tengah

f_c'	=	30	Mpa
f_y	=	280	Mpa
Tulangan lentur D	=	32	mm
Tulangan geser ϕ	=	10	mm
Tebal selimut (d_c)	=	50	mm
$d = h - d_c - 1/2$ (dia tul. geser)	=	1645	mm
Tinggi balok (h)	=	1700	mm
Lebar balok (b_w)	=	600	mm
Luas tul geser	=	78.54	mm ²
Luas tul lentur	=	804.24	mm ²

**Gambar 4.26** momen pada girder tengah

Momen yang mengakibatkan puntir pada girder

1. M DL akibat beban sendiri balok

$$\begin{aligned}
 \text{Beban balok sendiri} &= b_w \times h \times \gamma_{\text{beton}} \\
 &= 0,6 \times 1,7 \times 2,5 \\
 &= 2,55 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban plat lantai} &= t_s \times (s - b_w) \times \gamma_{\text{beton}} \\
 &= 0,25 \times 1,5 \times 2,5 \\
 &= 0,9375 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban aspal + overlay} &= t_a \times s \times \gamma_{\text{aspal}} \\
 &= 0,1 \times 2,1 \times 2,2 \\
 &= 0,462 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{\text{DL total}} &= 2,55 + 0,94 + 0,46 \\
 &= 3,95 \text{ T/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu A} &= q_{\text{DL}} \times L \times 0,5 s \\
 &= 3,95 \times 0,58 \times 0,29 \\
 &= 0,65 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu B} &= \text{Mu pelat lantai} \\
 &= q_{\text{DL}} \times L \times s \\
 &= 3,95 \times 0,58 \times 0,29 \\
 &= 0,65 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

2. M LL akibat air hujan

$$\begin{aligned}
 \text{Mu A} &= q_{\text{LL air hujan}} \times L \times 0,5 s \\
 &= 0,05 \times 0,58 \times 0,29 \\
 &= 0,0083 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu B} &= \text{Mu A} \\
 &= 0,0083 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

3. M LL akibat beban plat lantai

$$\text{Mu A} = 0 \text{ Tm}$$

$$\text{Mu B}$$

$$= M_{\text{roda "T" plat lantai kendaraan}}$$

$$= 33,075 \text{ Tm}$$

SNI T12-2004

4. M LL akibat BTR dan BGT

$$\begin{aligned}\text{Mu A} &= \text{BTR} + \text{BGT} \\ &= 1,89 + 24,01 \\ &= 25,9 \text{ Tm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Mu B} &= \text{Mu A} \\ &= 25,9 \text{ Tm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta\text{Mu} = \text{Tu} &= \text{Mu B} - \text{Mu A} \\ &= 59,6 - 26,6 \\ &= 33,1 \text{ Tm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{T} * &= \text{Tu} / \varphi \\ &= \frac{33,1}{0,75} \\ &= 441000000 \text{ Nmm} \\ &= 441 \text{ kN m}\end{aligned}$$

Perhitungan Modulus Puntir (**BMS, BDM hal 5 : 106**)

$$\begin{aligned}x = b_w &= 600 \text{ mm} \\ y = h &= 1700 \text{ mm} \\ J_t &= 0,4 \times b_w^2 \times h \\ &= 0,4 \times 600^2 \times 1700 \\ &= 244800000 \text{ mm}^3\end{aligned}$$

Batas Kehancuran Badan

$$\begin{aligned}\text{Vu max} &= 0,2 \times f_c' \times b_w \times h \\ &= 0,2 \times 30 \times 600 \times 1700 \\ &= 6120000 \text{ N} \\ \text{Tu max} &= 0,2 \times f_c' \times J_t \\ &= 0,2 \times 30 \times 244800000 \\ &= 1468800000 \text{ Nmm} \\ &= 1468,8 \text{ kN m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kontrol} \quad T^* &< \phi \times T_{u \max} \\
 441 \text{ kN m} &< 0,7 \times 1468,8 \text{ kN m} \\
 441 \text{ kN m} &< 1028,16 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

OK

Batas kehancuran badan tidak terjadi

Menghitung T_{uc}

$$\begin{aligned}
 T_{uc} &= J_t \times 0,3 \sqrt{f_c'} \\
 &= 244800000 \times 0,3 \sqrt{30} \\
 &= 402247446,2 \text{ Nmm} \\
 &= 402,247 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kontrol} \quad T^* &> 0,25 \times \phi \times T_{u \max} \\
 441 \text{ kN m} &> 0,25 \times 0,7 \times 402,247 \text{ kN m} \\
 441 \text{ kN m} &> 70,39 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

Diperlukan tulangan torsi

Hitung luas sangkar tulangan

$$\begin{aligned}
 A_t &= (b - d' - \frac{1}{2} \phi) \times (h - d' - \frac{1}{2} \phi) \\
 &= (600 - 50 - 5) \times (1700 - 50 - 5) \\
 &= 896525 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_t &= 2 \times (b - d' - \frac{1}{2} \phi) \times (h - d' - \frac{1}{2} \phi) \\
 &= 2 \times (600 - 50 - 5) \times (1700 - 50 - 5) \\
 &= 4380 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Hitung A_{sw} yang diperlukan

$$\begin{aligned} T_{us} &= T_{uc} - \frac{T_u}{K_{cr}} \\ &= 402,247 - \frac{330,75}{0,7} \\ &= -70,25 \text{ kN m} \end{aligned}$$

$$\text{Meningat } T_{us} = f_{sy} \times \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \times 2 A_t \times \cot \theta_t$$

θ_t secara konservatif diambil 45°

$$\begin{aligned} \frac{A_{sw}}{s} &= \frac{T_{us}}{f_{sy} \times 2 A_t \times \cot \theta_t} \\ &= \frac{630000000}{280 \times 1793050 \times 1} \\ &= 1,259 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\text{Periksa apakah } \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \geq \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{sw}}{s} \min &= \frac{0,2 \times 1600}{f_y} \\ &= \frac{0,2 \times 1600}{280} \\ &= 1,143 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \geq \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min}$$

$$1,25 \geq 1,14 \text{ (Pakai } A_{sw}/s \text{)}$$

Periksa agar $S < \text{jarak maksimum } S_{\max}$

$$S_{\max} \leq 0,12 U_t \text{ atau } 300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 0,12 \times U_t \\ &= 0,12 \times 4380 \\ &= 525,6 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Dipakai } s = 200 \text{ mm}$$

Tulangan Memanjang

Dalam daerah tarik

$$\begin{aligned} A_s &= 0,5 \times \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \times U_t \times \cot^2 \theta \times t \\ &= 0,5 \times 1,25 \times 4380 \times 1 \\ &= 2748,11 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dalam daerah tekan

$$\begin{aligned} A_s &= 0,5 \times \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \times U_t \times \cot^2 \theta \times t \times f_c' \\ &= 0,5 \times 1,25 \times 4380 \times 1 \times 30 \\ &= 2778,11 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan Penulangan Per Segmen**Segmen 0 m****Penulangan pada balok****Sisi bawah girder**

$$\begin{aligned}
 As_{pasang} &= Ast + \frac{As_{tarik}}{3} \\
 &= 1608,5 + \frac{2748,1}{3} \\
 &= 2524,53 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan D 32 jumlah 4 ($As = 3217 \text{ mm}^2$) **OK**

Sisi atas girder

$As_{pasang} = As_{daerah \text{ tekan}} = 2778,11 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan D 32 jumlah 4 ($As = 3217 \text{ mm}^2$) **OK**

Sisi badan girder

$50 \% As_{pasang} = 2763,11 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan D 32 jumlah 4 ($As = 3217 \text{ mm}^2$) **OK**

Segmen 4 m**Penulangan pada balok****Sisi bawah girder**

$$\begin{aligned}
 As_{pasang} &= Ast + \frac{As_{tarik}}{3} \\
 &= 9650,97 + \frac{2748,1}{3} \\
 &= 10567 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan D 32 jumlah 16 ($As = 12868 \text{ mm}^2$) **OK**

Sisi atas girder

$As_{pasang} = As_{daerah \text{ tekan}} = 2778,11 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan D 32 jumlah 4 ($As = 3217 \text{ mm}^2$) **OK**

Sisi badan girder

$50 \% As_{pasang} = 2763,11 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan D 32 jumlah 4 ($As = 3217 \text{ mm}^2$) **OK**

Segmen 8 m*Penulangan pada balok***Sisi bawah girder**

$$\begin{aligned}
 As_{pasang} &= Ast + \frac{As_{tarik}}{3} \\
 &= 15280,7 + \frac{2748,1}{3} \\
 &= 16196,7 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan D 32 jumlah 22 ($As = 17693 \text{ mm}^2$) **OK**

Sisi atas girder

$As_{pasang} = As_{daerah\ tekan} = 2778,11 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan D 32 jumlah 4 ($As = 3217 \text{ mm}^2$) **OK**

Sisi badan girder

$50 \% As_{pasang} = 2763,11 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan D 32 jumlah 4 ($As = 3217 \text{ mm}^2$) **OK**

Segmen 12 m*Penulangan pada balok***Sisi bawah girder**

$$\begin{aligned}
 As_{pasang} &= Ast + \frac{As_{tarik}}{3} \\
 &= 17693,4 + \frac{2748,1}{3} \\
 &= 18609,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan D 32 jumlah 24 ($As = 19302 \text{ mm}^2$) **OK**

Sisi atas girder

$As_{pasang} = As_{daerah\ tekan} = 2778,11 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan D 32 jumlah 4 ($As = 3217 \text{ mm}^2$) **OK**

Sisi badan girder

$50 \% As_{pasang} = 2763,11 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan D 32 jumlah 4 ($As = 3217 \text{ mm}^2$) **OK**

Kontrol Lendutan Balok

Lendutan Akibat Pengaruh Tetap

$$0 < \text{Lawan lendutan} < \frac{L}{300}$$

$$0 < \text{Lawan lendutan} < \frac{24000}{300}$$

$$0 < \text{Lawan lendutan} < 80 \text{ mm}$$

Lendutan Akibat Pengaruh Tetap

$$\text{Lendutan} < \frac{L}{800}$$

$$\text{Lendutan} < \frac{24000}{800}$$

$$\text{Lendutan} < 30 \text{ mm}$$

Menentukan E_c

$$E_c = \sqrt{W_c^3 \times 0,045 \times \sqrt{f_c'}}$$

$$= \sqrt{2500 \times 0,045 \times \sqrt{25}}$$

$$= 28125 \text{ MPa}$$

Menentukan I_{ef}

$$I_{ef} = 0,045 \times b \times d^3 \times \left(0,7 + \frac{0,3 \times bw}{b_{eff}} \right)^3$$

$$= 0,045 \times 1700 \times 1650^3 \times \left(0,7 + \frac{0,3 \times 600}{2100} \right)$$

$$= 240769701544,46 \text{ mm}^4$$

Kontrol Lendutan

Lendutan sesaat akibat berat sendiri

$$\Delta_{st} = \frac{5 \times w \times L^4}{384 \times E \times I}$$

$$= \frac{5 \times 25 \times 24000^4}{384 \times 28125 \times 240769701544,46} = 15,949 \text{ mm}$$

Lendutan Jangka Panjang

$$K_{cs} = \left(2 - \left(1,2 \times \frac{A_{sc}}{A_{st}} \right) \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= \left(2 - \left(1,2 \times \frac{3217}{18609,5} \right) \right) \\
 &= 2 - 0,207 \\
 &= 1,793
 \end{aligned}$$

Kontrol	Kcs	>	0,8
	1,793	>	0,8

$$\begin{aligned}
 \Delta LT &= Kcs \times \Delta st \\
 &= 1,793 \times 15,949 \\
 &= 28,589 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Lendutan total akibat berat sendiri

$$\begin{aligned}
 \Delta &= \Delta st + \Delta LT \\
 &= 15,949 \text{ mm} + 28,589 \text{ mm} \\
 &= 44,538 \text{ mm} \\
 &= 45 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Kontrol	0	<	Δ	<	$\frac{L}{300}$
	0	<	45	<	$\frac{24000}{300}$
	0	<	45	<	80

OK

Hitung lendutan sesaat akibat beban roda
(berpengaruh pada plat)

$$\begin{aligned}
 P (1 + DLA) &= 112,5 \times (1 + 0,4) \\
 &= 157,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\Delta LL \max = \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{157500 \times 24000^3}{48 \times 28125 \times 240769701544,46} \\
 &= 6,698 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Kontrol	0	<	<i>Lendutan</i>	<	$\frac{L}{800}$
	0	<	6,699	<	$\frac{24000}{800}$
	0	<	6,699	<	30

OK

Lendutan sesaat akibat beban roda

$$P (1 + DLA) = 112,5 \times (1 + 0,4)$$

$$= 157,5 \text{ kN}$$

$$\Delta LL = \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$= \frac{157500 \times 24000^3}{48 \times 28125 \times 240769701544,46}$$

$$= 6,698 \text{ mm}$$

Kontrol	0	<	<i>Lendutan</i>	<	$\frac{L}{800}$
	0	<	6,699	<	$\frac{24000}{800}$
	0	<	6,699	<	30

OK

4.2.5 Perencanaan Balok Tepi

4.2.5.1 Preliminary Design Girder Tepi

Perencanaan dimensi awal untuk balok tengah disesuaikan berdasarkan *RSNI T-12-2004 pasal 9.2.1*

c. Menentukan dimensi balok

- Tinggi Balok (h) dihitung melalui pendekatan

$$(\frac{1}{12}L \geq h \geq \frac{1}{15}L)$$

$$a. \frac{1}{12}L = \frac{1}{12} \times 24000\text{mm} = 2000 \text{ mm}$$

$$b. \frac{1}{15}L = \frac{1}{15} \times 24000\text{mm} = 1600 \text{ mm}$$

Jadi tinggi girder (h) yang digunakan = 1700 mm **(OK)**

- Lebar Girder (bw) dihitung melalui pendekatan

$$(\frac{2}{3}h \geq bw \geq \frac{1}{15}h)$$

$$a. \frac{2}{3}h = \frac{2}{3} \times 1700\text{mm} = 1133,33 \text{ mm}$$

$$b. \frac{1}{15}h = \frac{1}{15} \times 1700\text{mm} = 113,33 \text{ mm}$$

Jadi lebar girder (bw) yang digunakan = 600 mm **(OK)**

4.2.5.2 Analisis Pembebanan Girder Tepi

I. Pembebanan Girder

Bentang Jembatan	$L = 24000 \text{ mm}$
Tinggi Girder	$h = 1700 \text{ mm}$
Lebar Girder	$bw = 600 \text{ mm}$
Decking Beton	$d' = 50 \text{ mm}$
Lebar Efektif	$d = 1650 \text{ mm}$
Spasi Girder	$s = 2100 \text{ mm}$
Mutu Beton	$f_c' = 30$
Tulangan Utama	$f_y = 390$
Tulangan Sengkang	$f_y = 280$

a. Beban Mati

Beban Mati Merata

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Plat} &= ts \times (s-bw) \times \text{BJ Beton} \\
 &= 0,25 \text{ m} \times 1,8 \text{ m} \times 2,5 \text{ T/m} \\
 &= 1,125 \text{ T/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Aspal} &= ta \times (s-bw) \times \text{BJ Aspal} \\
 &= 0,1 \text{ m} \times 1,8 \text{ m} \times 2,2 \text{ T/m} \\
 &= 0,396 \text{ T/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Girder} &= h \text{ girder} \times bw \times \text{BJ Beton} \\
 &= 1,7 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 2,5 \text{ T/m} \\
 &= 2,55 \text{ T/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Parapet} &= A \text{ parapet} \times \text{BJ Beton} \\
 &= 0,57 \times 2,5 \text{ T/m} \\
 &= 1,425 \text{ T/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q \text{ DL} &= 5,50 \text{ T/m} \\
 q_u \text{ DL} &= 5,50 \text{ T/m} \times 1,3 \\
 &= 7,14 \text{ T/m}
 \end{aligned}$$

Beban Mati Terpusat

$$\begin{aligned}
 P \text{ diafragma} &= h \text{ diafragma} \times b \text{ diafragma} \\
 &\quad \times (s-bw) \times BJ \text{ Beton} \\
 &= 0,5 \text{ m} \times 0,3 \text{ m} \times 1,8 \text{ m} \\
 &\quad \times 2,5 \text{ T/m} \\
 &= 0,675 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_u \text{ diafragma} &= P \text{ diafragma} \times K_u \\
 &= 0,675 \text{ T} \times 1.3 \\
 &= 0,8775 \text{ T}
 \end{aligned}$$

d. Beban Hidup

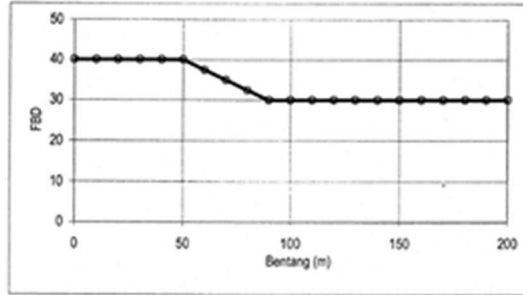
Beban Hidup pada girder terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT) seperti pada gambar. BTR tergantung pada panjang total L yang dibebani dan dinyatakan dalam rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 q &= 9 \text{ kPa} \\
 &= 0.9 \text{ t/m}^3 \quad \text{untuk } L < 30 \text{ m} \\
 q &= 9 \times (1 \times 15/L) \text{ kPa} \text{ untuk } L \geq 30 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sedangkan untuk BGT mempunyai intensitas :

$$P = 49 \text{ kN/m}$$

Faktor beban dinamis (DLA) untuk BGT diambil sebagai berikut :



Gambar 4.27 Faktor Beban dinamis untuk BGT

$$\begin{aligned}
 \text{Beban merata BTR} &= \text{BTR} \times s \times 50\% \\
 &= 0,9 \text{ T} \times 2,1 \text{ m} \times 50\% \\
 &= 0,945 \text{ T/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban air hujan} &= t_s \times s \times \text{BJ air} \\
 &= 0,02 \text{ m} \times 2,1 \text{ m} \times \\
 &= 0,042 \text{ T/m} \\
 &= 0,04116 \text{ T/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{LL} &= 0,945 \text{ T/m} + 0,04116 \text{ T/m} \\
 &= 0,98616 \text{ T/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{uLL} &= 0,98616 \text{ T/m} \times 1,8 \\
 &= 1,7751 \text{ T/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{BGT} &= BGT \times s \times KD \\
 &= 4,9 \text{ T} \times 2,1 \text{ m} \times 1,4 \\
 &= 12,005 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_u \text{ BGT} &= P \text{ BGT} \times K_u \\
 &= 12,005 \text{ T} \times 2 \\
 &= 24,01 \text{ T}
 \end{aligned}$$

P Truck

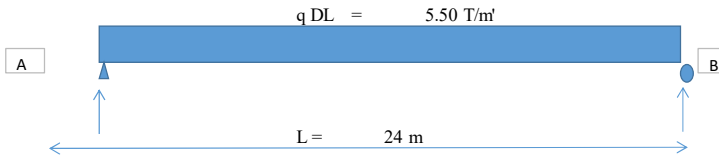
$$\begin{aligned}
 \text{DLA} &= 0,3 \text{ (*RSNI T - 02 - 2005*)} \\
 K_{uTT} &= 1,8 \text{ (*RSNI T - 02 - 2005*)} \\
 T_u &= 112,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &\text{(*RSNI T - 02 - 2005*)} \\
 P_{\text{truck}} &= (1 + \text{DLA}) \times T_u \times K_{uTT} \\
 &= (1 + 0,3) \times 112,5 \times 1,8 \\
 &= 263,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4.2.5.3 Perhitungan Gaya Dalam

- Reaksi perletakan pada balok

Menghitung Rva dan Rvb akibat beban merata



Gambar 4.28 beban merata pada girder

$$R_{va} = \frac{q \text{ DL} \times L}{2} = \frac{5,50 \text{ t/m} \times 24 \text{ m}}{2} = 65,95 \text{ t}$$

$$R_{vb} = \frac{q \text{ DL} \times L}{2} = \frac{5,50 \text{ t/m} \times 24 \text{ m}}{2} = 65,95 \text{ t}$$

Menghitung Rva dan Rvb akibat beban terpusat



Gambar 4.29 beban terpusat pada girder

$$R_{va} = \frac{P \text{ dia} \times n \text{ dia}}{2} = \frac{0,675 \text{ t} \times 5}{2} = 1,688 \text{ t}$$

$$R_{uva} = \frac{q \text{ DL} \times L \times K_u}{2} = \frac{5,50 \text{ t/m} \times 24 \text{ m} \times 1.3}{2} = 87,93 \text{ t}$$

$$R_{vb} = \frac{P \text{ dia} \times n \text{ dia}}{2} = \frac{0,675 \text{ t} \times 5}{2} = 1,688 \text{ t}$$

$$R_{uvb} = \frac{q \text{ DL} \times L \times K_u}{2} = \frac{5,50 \text{ t/m} \times 24 \text{ m} \times 1.3}{2} = 87,93 \text{ t}$$

Total

$$R_{va} = 65,95 \text{ t}$$

$$R_{vb} = 47,4 \text{ t}$$

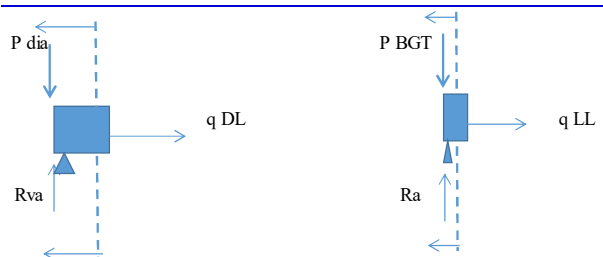
$$R_{va} = \underline{1,688 \text{ t}}$$

$$R_{vb} = \underline{1,688 \text{ t}}$$

$$\text{Total} = 67,64 \text{ t}$$

$$\text{Total} = 67,64 \text{ t}$$

Perhitungan Per Segmen



Gambar 4.30 segmen 0 girder

Segmen 0

Segmen = 0 m

Jarak = 0 m

Menghitung R_a dan R_b akibat beban merata dan BGT yang berjalan dari kiri ke kanan

$$\begin{aligned}
 R_a &= \frac{q_{LL} \times L}{2} + \frac{P_{BGT} \times (L - 0)}{L} \\
 &= \frac{1,84 \times 24}{2} + \frac{12,01 \times (24 - 0)}{24} \\
 &= 34,1 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{ua} &= R_a \times 1,8 \\
 &= 61,4 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_b &= \frac{q_{LL} \times L}{2} + \frac{P_{BGT} \times 0}{L} \\
 &= \frac{1,84 \times 24}{2} + \frac{12,01 \times 0}{24} \\
 &= 22,1 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{ub} &= R_b \times 1,8 \\
 &= 39,7 \text{ T}
 \end{aligned}$$

Menghitung Vu DL

$$\begin{aligned} V_u \text{ DL} &= R_u V_a = R_u V_b \\ &= 87,93 \text{ T} \end{aligned}$$

Menghitung Vu LL

$$\begin{aligned} V_u \text{ LL} &= \text{diambil nilai paling besar diantara} \\ &\text{Ra u dan Rb u} \\ &= 61,353 \text{ T} \end{aligned}$$

Menghitung Vu total

$$\begin{aligned} V_u \text{ total} &= V_u \text{ DL} + V_u \text{ LL} \\ &= 87,93 \text{ T} + 61,353 \text{ T} \\ &= 149,28 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi * V_c &= 0,6 \times \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \times b_w \times d / 10000 \\ &= 0,6 \times \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 600 \times 1650 / 10000 \\ &= 54,2245 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi * V_s \text{ perlu} &= V_u \text{ total} - \phi * V_c \\ &= 149,28 - 54,2245 \\ &= 95,06 \text{ T} \end{aligned}$$

Dipasang sengkang jumlah 10 dengan jarak 75 mm

$$\begin{aligned} \phi * V_s \text{ pasang} &= \frac{A_s \times f_y \times d}{s \times 10000} \\ &= \frac{157,080 \times 280 \times 1650}{75 \times 10000} \\ &= 96,761 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textbf{Kontrol} \quad V_s \text{ Terpasang} &> V_s \text{ Perlu} \\ 96,761 \text{ T} &> 95,06 \text{ T} \end{aligned}$$

OK

$$M_u \text{ q DL} = \frac{q_u \text{ DL} \times L \times X}{2} - \frac{q_u \text{ DL} \times X^2}{2}$$

$$= \frac{7,14 \times 24 \times 0}{2} - \frac{7,14 \times 0}{2}$$

$$= 0 \text{ Tm}$$

$$\text{Mu pDL} = \left(\frac{n \text{ dia} - 1}{2} \right) \times \text{Pu dia} \times X$$

$$= \left(\frac{5 - 1}{2} \right) \times 0,8775 \times 0$$

$$= 0 \text{ Tm}$$

$$\text{Mu q LL} = \frac{\text{qu LL} \times L \times X}{2} - \frac{\text{qu LL} \times X^2}{2}$$

$$= \frac{1,775 \times 24 \times 0}{2} - \frac{1,775 \times 0}{2}$$

$$= 0 \text{ Tm}$$

$$\text{Mu LL} = \text{Pu BGT} \times \frac{L - X}{L} \times X$$

$$= 24,01 \times \frac{24 - 0}{24} \times 0$$

$$= 0 \text{ Tm}$$

$$\text{Mu total} = \text{Mu q DL} + \text{Mu pDL} + \text{Mu qLL} + \text{Mu LL}$$

$$= 0 + 0 + 0 + 0$$

$$= 0 \text{ Tm}$$

Dipasang tulangan memanjang D 32 sejumlah 2

$$\text{As terpasang} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n$$

$$= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 32^2 \times 2$$

$$= 1608 \text{ mm}^2$$

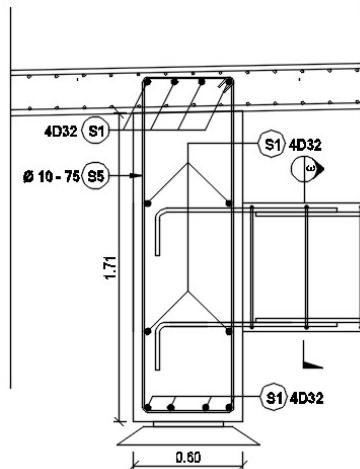
$$\begin{aligned}
 T &= A_s \times f_y \\
 &= 1608 \times 390 \\
 &= 627313,221 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b_w} \\
 &= \frac{627313,221}{0,85 \times 30 \times 600} \\
 &= 41 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

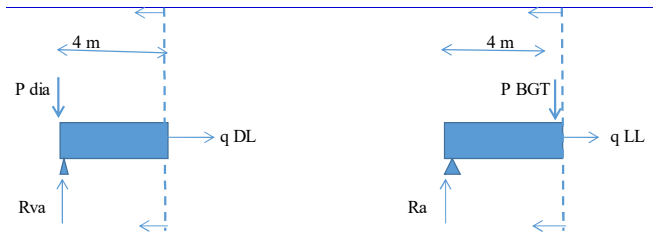
$$\begin{aligned}
 \text{Mu terpasang} &= 0,8 \times T \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,8 \times 627313,221 \times \left(1650 - \frac{41}{2} \right) \\
 &= 817765298,16 \text{ N Mm} \\
 &= 81,77652982 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

Kontrol

Mu Terpasang > Mu Perlu (Mu total)
 81,77652982 Tm > 0 **DESAIN OK**



Gambar 4.31 penulangan segmen 0 girder



Gambar 4.32 segmen 1/6 girder

Segmen 1/6

$$\text{Segmen} = (2-4) \text{ m}$$

$$\text{Jarak} = 4 \text{ m}$$

Menghitung R_a dan R_b akibat beban merata dan BGT yang berjalan dari kiri ke kanan

$$\begin{aligned} R_a &= \frac{q_{LL} \times L}{2} + \frac{P_{BGT} \times (L - 4)}{L} \\ &= \frac{1,84 \times 24}{2} + \frac{12,01 \times (24 - 4)}{24} \\ &= 32,08 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{ua} &= R_a \times 1,8 \\ &= 57,75 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_b &= \frac{q_{LL} \times L}{2} + \frac{P_{BGT} \times 4}{L} \\ &= \frac{1,84 \times 24}{2} + \frac{12,01 \times 4}{24} \\ &= 24,08 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{ub} &= R_b \times 1,8 \\ &= 43,35 \text{ T} \end{aligned}$$

Menghitung V_u DL

$$\begin{aligned} V_u \text{ DL} &= R_u V_a - q_u \text{ DL} \times X - (n \times P_u \text{ dia}) \\ &= 58,68 \text{ T} \end{aligned}$$

Menghitung V_u LL

$$\begin{aligned} V_u \text{ LL} &= \text{diambil nilai paling besar diantara} \\ &\text{Ra u dan Rb u} \\ &= 57,75 \text{ T} \end{aligned}$$

Menghitung V_u total

$$\begin{aligned} V_u \text{ total} &= V_u \text{ DL} + V_u \text{ LL} \\ &= 58,68 \text{ T} + 57,75 \text{ T} \\ &= 116,4 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi * V_c &= 0,6 \times 1/6 \sqrt{f_c'} \times b_w \times d / 10000 \\ &= 0,6 \times 1/6 \sqrt{30} \times 600 \times 1650 / 10000 \\ &= 54,2245 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi * V_s \text{ perlu} &= V_u \text{ total} - \phi * V_c \\ &= 116,4 - 54,2245 \\ &= 62,2 \text{ T} \end{aligned}$$

Dipasang sengkang jumlah 10 dengan jarak 100 mm

$$\begin{aligned} \phi * V_s \text{ pasang} &= \frac{A_s \times f_y \times d}{s \times 10000} \\ &= \frac{157,080 \times 280 \times 1650}{100 \times 10000} \\ &= 72,57 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textbf{Kontrol} \quad V_s \text{ Terpasang} &> V_s \text{ Perlu} \\ 72,57 \text{ T} &> 62,2 \text{ T} \end{aligned}$$

OK

$$\begin{aligned}
 \text{Mu q DL} &= \frac{\text{qu DL} \times L \times X}{2} - \frac{\text{qu DL} \times X^2}{2} \\
 &= \frac{7,14 \times 24 \times 4}{2} - \frac{7,14 \times 4^2}{2} \\
 &= 285,8 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu pDL} &= \left(\frac{n \text{ dia} - 1}{2} \right) \times \text{Pu dia} \times X \\
 &= \left(\frac{5 - 1}{2} \right) \times 0,8775 \times 4 \\
 &= 3,51 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu q LL} &= \frac{\text{qu LL} \times L \times X}{2} - \frac{\text{qu LL} \times X^2}{2} \\
 &= \frac{1,775 \times 24 \times 4}{2} - \frac{1,775 \times 4^2}{2} \\
 &= 71 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu LL} &= \text{Pu BGT} \times \frac{L - X}{L} \times X \\
 &= 24,01 \times \frac{24 - 4}{24} \times 4 \\
 &= 80,03 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu total} &= \text{Mu q DL} + \text{Mu pDL} + \text{Mu qLL} + \text{Mu LL} \\
 &= 285,8 \text{ Tm} + 3,51 \text{ Tm} + 71 \text{ Tm} + \\
 &\quad 80,03 \text{ Tm} \\
 &= 440,338 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan memanjang D 32 sejumlah 12

$$\begin{aligned}
 \text{As terpasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 32^2 \times 12 \\
 &= 9651 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

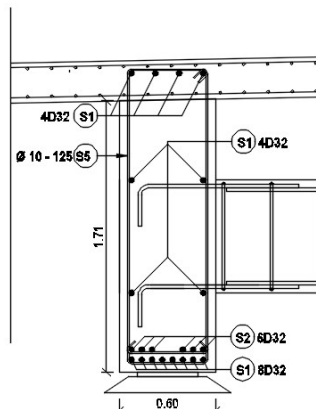
$$\begin{aligned}
 T &= A_s \times f_y \\
 &= 9651 \times 390 \\
 &= 3763879,32 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b_w} \\
 &= \frac{3763879,32}{0,85 \times 30 \times 600} \\
 &= 246 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

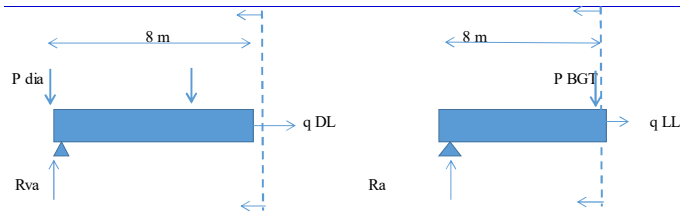
$$Mu \text{ terpasang} = 0,8 \times T \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,8 \times 3763879,32 \times \left(1650 - \frac{246}{2} \right) \\
 &= 4597947179 \text{ N Mm} \\
 &= 459,794 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

Kontrol $Mu \text{ Terpasang} > Mu \text{ Perlu (} Mu \text{ total)}$
 $459,794 \text{ Tm} > 428,838 \text{ Tm}$
DESAIN OK



Gambar 4.33 segmen 1/6 girder



Gambar 4.34 segmen 1/3 girder

Segmen 1/3

$$\text{Segmen} = (4-8) \text{ m}$$

$$\text{Jarak} = 8 \text{ m}$$

Menghitung R_a dan R_b akibat beban merata dan BGT yang berjalan dari kiri ke kanan

$$\begin{aligned} R_a &= \frac{q_{LL} \times L}{2} + \frac{P_{BGT} \times (L - 8)}{L} \\ &= \frac{1,84 \times 24}{2} + \frac{12,01 \times (24 - 8)}{24} \\ &= 30,08 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{ua} &= R_a \times 1,8 \\ &= 54,15 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_b &= \frac{q_{LL} \times L}{2} + \frac{P_{BGT} \times 8}{L} \\ &= \frac{1,84 \times 24}{2} + \frac{12,01 \times 8}{24} \\ &= 24,08 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{ub} &= R_b \times 1,8 \\ &= 46,95 \text{ T} \end{aligned}$$

Menghitung Vu DL

$$\begin{aligned} V_{u DL} &= R_u V_a - q_{u DL} \times X - (n \times P_u \text{ dia}) \\ &= 30,1 \text{ T} \end{aligned}$$

Menghitung Vu LL

$$\begin{aligned} V_{u LL} &= \text{diambil nilai paling besar diantara} \\ &\text{Ra u dan Rb u} \\ &= 54,15 \text{ T} \end{aligned}$$

Menghitung Vu total

$$\begin{aligned} V_{u \text{ total}} &= V_{u DL} + V_{u LL} \\ &= 30,14 \text{ T} + 54,15 \text{ T} \\ &= 84,25 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi * V_c &= 0,6 \times 1/6 \sqrt{f_c'} \times b_w \times d / 10000 \\ &= 0,6 \times 1/6 \sqrt{30} \times 600 \times 1650 / 10000 \\ &= 54,2245 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi * V_s \text{ perlu} &= V_{u \text{ total}} - \phi * V_c \\ &= 84,25 - 54,2245 \\ &= 30,023 \text{ T} \end{aligned}$$

Dipasang sengkang jumlah 10 dengan jarak 225 mm

$$\begin{aligned} \phi * V_s \text{ pasang} &= \frac{A_s \times f_y \times d}{s \times 10000} \\ &= \frac{157,080 \times 280 \times 1650}{225 \times 10000} \\ &= 32,25 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textbf{Kontrol} \quad V_s \text{ Terpasang} &> V_s \text{ Perlu} \\ 32,25 \text{ T} &> 30,023 \text{ T} \\ &\textbf{OK} \end{aligned}$$

$$M_{u q DL} = \frac{q_{u DL} \times L \times X}{2} - \frac{q_{u DL} \times X^2}{2}$$

$$= \frac{7,14 \times 24 \times 8}{2} - \frac{7,14 \times 8^2}{2}$$

$$= 457,27 \text{ Tm}$$

$$\text{Mu pDL} = \left(\frac{n \text{ dia} - 1}{2} \right) \times \text{Pu dia} \times X$$

$$= \left(\frac{5 - 1}{2} \right) \times 0,8775 \times 8$$

$$= 7,02 \text{ Tm}$$

$$\text{Mu q LL} = \frac{q_{\text{u LL}} \times L \times X}{2} - \frac{q_{\text{u LL}} \times X^2}{2}$$

$$= \frac{1,775 \times 24 \times 8}{2} - \frac{1,775 \times 8^2}{2}$$

$$= 113,61 \text{ Tm}$$

$$\text{Mu LL} = \text{Pu BGT} \times \frac{L - X}{L} \times X$$

$$= 24,01 \times \frac{24 - 8}{24} \times 8$$

$$= 128,05 \text{ Tm}$$

$$\text{Mu total} = \text{Mu q DL} + \text{Mu pDL} + \text{Mu qLL} + \text{Mu LL}$$

$$= 457,27 \text{ Tm} + 7,02 \text{ Tm} + 113,61 \text{ Tm}$$

$$+ 128,05 \text{ Tm}$$

$$= 705,95 \text{ Tm}$$

Dipasang tulangan memanjang D 32 sejumlah 20

$$\text{As terpasang} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n$$

$$= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 32^2 \times 20$$

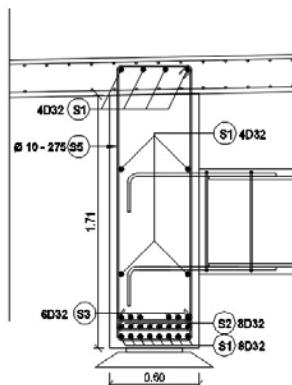
$$= 16085 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 T &= A_s \times f_y \\
 &= 16085 \times 390 \\
 &= 6273132,211 \text{ N}
 \end{aligned}$$

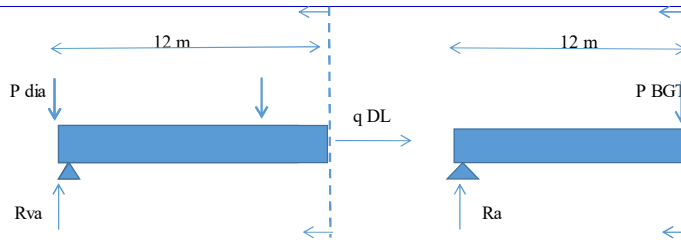
$$\begin{aligned}
 a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b_w} \\
 &= \frac{6273132,211}{0,85 \times 30 \times 600} \\
 &= 410,01 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu terpasang} &= 0,8 \times T \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,8 \times 6273132,211 \times \left(1650 - \frac{410,01}{2} \right) \\
 &= 7251719153 \text{ N Mm} \\
 &= 725,172 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

Kontrol Mu Terpasang > Mu Perlu (Mu total)
 725,172 Tm > 705,95 Tm
DESAIN OK



Gambar 4.35 segmen 1/3 girder



Gambar 4.36 segmen 1/2 girder

Segmen 1/2

Segmen = (8-12) m

Jarak = 12 m

Menghitung R_a dan R_b akibat beban merata dan BGT yang berjalan dari kiri ke kanan

$$\begin{aligned}
 R_a &= \frac{q \text{ LL} \times L}{2} + \frac{P \text{ BGT} \times (L - 12)}{L} \\
 &= \frac{1,84 \times 24}{2} + \frac{12,01 \times (24 - 12)}{24} \\
 &= 28,08 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{ua} &= R_a \times 1,8 \\
 &= 50,55 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_b &= \frac{q \text{ LL} \times L}{2} + \frac{P \text{ BGT} \times 8}{L} \\
 &= \frac{1,84 \times 24}{2} + \frac{12,01 \times 12}{24} \\
 &= 28,08 \text{ T}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{ub} &= R_b \times 1,8 \\
 &= 50,55 \text{ T}
 \end{aligned}$$

Menghitung Vu DL

$$\begin{aligned} V_{u DL} &= R_u V_a - q_u DL \times X - (n \times P_u \text{ dia}) \\ &= 1,52 \text{ T} \end{aligned}$$

Menghitung Vu LL

$$\begin{aligned} V_{u LL} &= \text{diambil nilai paling besar diantara} \\ &\text{Ra u dan Rb u} \\ &= 50,549 \text{ T} \end{aligned}$$

Menghitung Vu total

$$\begin{aligned} V_{u \text{ total}} &= V_{u DL} + V_{u LL} \\ &= 1,52 \text{ T} + 50,549 \text{ T} \\ &= 52,1 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi * V_c &= 0,6 \times 1/6 \sqrt{f_c'} \times b_w \times d / 10000 \\ &= 0,6 \times 1/6 \sqrt{30} \times 600 \times 1650 / 10000 \\ &= 54,2245 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi * V_s \text{ perlu} &= V_{u \text{ total}} - \phi * V_c \\ &= 52,1 - 54,2245 \\ &= -2,16 \text{ T} \end{aligned}$$

Dipasang sengkang jumlah 10 dengan jarak 500 mm

$$\begin{aligned} \phi * V_s \text{ pasang} &= \frac{A_s \times f_y \times d}{s \times 10000} \\ &= \frac{157,080 \times 280 \times 1650}{500 \times 10000} \\ &= 14,514 \text{ T} \end{aligned}$$

Kontrol $V_s \text{ Terpasang} > V_s \text{ Perlu}$
 $14,514 \text{ T} > -2,16 \text{ T}$
OK

$$M_{u q DL} = \frac{q_u DL \times L \times X}{2} - \frac{q_u DL \times X^2}{2}$$

$$= \frac{7,14 \times 24 \times 12}{2} - \frac{5,13 \times 12^2}{2}$$

$$= 514,4 \text{ Tm}$$

$$\text{Mu pDL} = \left(\frac{n \text{ dia} - 1}{2} \right) \times \text{Pu dia} \times X$$

$$= \left(\frac{5 - 1}{2} \right) \times 0,8775 \times 12$$

$$= 10,53 \text{ Tm}$$

$$\text{Mu q LL} = \frac{q_{\text{u LL}} \times L \times X}{2} - \frac{q_{\text{u LL}} \times X^2}{2}$$

$$= \frac{1,775 \times 24 \times 12}{2} - \frac{1,775 \times 12^2}{2}$$

$$= 127,8 \text{ Tm}$$

$$\text{Mu LL} = \text{Pu BGT} \times \frac{L - X}{L} \times X$$

$$= 24,01 \times \frac{24 - 12}{24} \times 12$$

$$= 144,06 \text{ Tm}$$

$$\text{Mu total} = \text{Mu q DL} + \text{Mu pDL} + \text{Mu qLL} + \text{Mu LL}$$

$$= 514,4 \text{ Tm} + 10,53 \text{ Tm} + 127,8 \text{ Tm}$$

$$+ 144,06 \text{ Tm}$$

$$= 796,822 \text{ Tm}$$

Dipasang tulangan memanjang D 32 sejumlah 23

$$\text{As terpasang} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n$$

$$= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 32^2 \times 23$$

$$= 18498 \text{ mm}^2$$

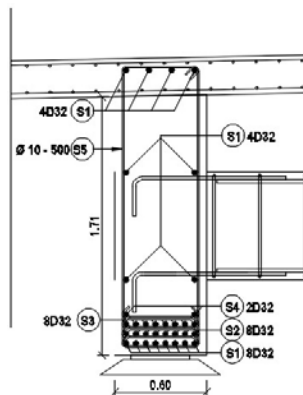
$$\begin{aligned}
 T &= A_s \times f_y \\
 &= 18498 \times 390 \\
 &= 7214102,04 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{T}{0,85 \times f_c' \times b_w} \\
 &= \frac{7214102,04}{0,85 \times 30 \times 600} \\
 &= 471,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu terpasang} &= 0,8 \times T \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,8 \times 7214102,04 \times \left(1650 - \frac{471,5}{2} \right) \\
 &= 8162006375 \text{ N Mm} \\
 &= 816,200 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

Kontrol Mu Terpasang > Mu Perlu (Mu total)
 816,200 Tm > 796,822 Tm

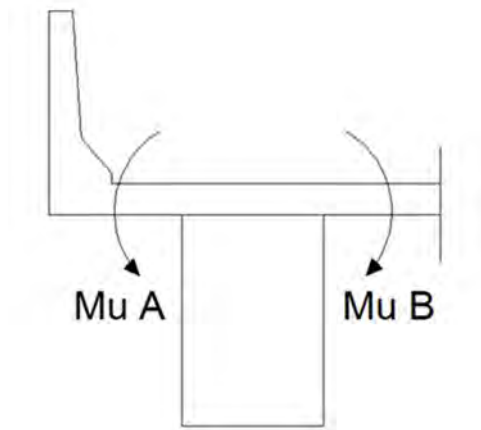
DESAIN OK



Gambar 4.37 segmen 1/2 girder

Penulangan Torsi Girder Tepi

f_c'	=	30	Mpa
f_y	=	280	Mpa
Tulangan lentur D	=	32	mm
Tulangan geser ϕ	=	10	mm
Tebal selimut (d_c)	=	50	mm
$d = h - d_c - 1/2$ (dia tul. geser)	=	1645	mm
Tinggi balok (h)	=	1700	mm
Lebar balok (b_w)	=	600	mm
Luas tul geser	=	78.54	mm ²
Luas tul lentur	=	804.24	mm ²

**Gambar 4.38** momen pada girder tepi

Momen yang mengakibatkan puntir pada girder

1. M DL akibat beban sendiri balok

$$\begin{aligned}
 \text{Mu A} &= (P \text{ parapet} \times s) \\
 &\quad + (q \text{ plat kantilever} \times s) \\
 &= (1,425 \text{ Tm} \times 2,1 \text{ m}) \\
 &\quad + (1,125 \text{ Tm} \times 2,1 \text{ m}) \\
 &= 5,36 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu B} &= (q \text{ pelat lantai} \times s) + (q \text{ aspal} \times s) \\
 &= (1,125 \text{ Tm} \times 2,1 \text{ m}) \\
 &\quad + (0,396 \text{ Tm} \times 2,1 \text{ m}) \\
 &= 2,94 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

2. M LL akibat beban hidup trotoar

$$\begin{aligned}
 \text{Mu A} &= (q \text{ LL air hujan} \times s) \\
 &= (0,04116 \text{ Tm} \times 2,1 \text{ m}) \\
 &= 0,09 \text{ Tm} \\
 \text{Mu B} &= \text{Mu A} \\
 &= 0,09 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

3. M LL akibat beban roda "T"

$$\begin{aligned}
 \text{Mu A} &= M \text{ roda "T" beban truk} \times s \\
 &= (1 + 0,4) \times 11,25 \times 2,1 \text{ m} \\
 &= 33,1 \text{ Tm} \\
 \text{Mu B} &= M \text{ roda "T" beban truk} \times s \\
 &= (1 + 0,4) \times 11,25 \times 2,1 \text{ m} \\
 &= 33,1 \text{ Tm}
 \end{aligned}$$

4. M LL akibat BTR dan BGT

$$\begin{aligned}
 \text{Mu A} &= \text{BTR} + \text{BGT} \\
 &= 0,95 + 24,01 \\
 &= 24,96 \text{ Tm} \\
 \text{Mu B} &= \text{BTR} + \text{BGT} \\
 &= 1,89 + 24,01 \\
 &= 25,9 \text{ Tm} \\
 \Delta \text{Mu} = \text{Tu} &= \text{Mu B} - \text{Mu A} \\
 &= 62 - 63,5 \\
 &= -1,471 \text{ Tm} \\
 \text{T} * &= \text{Tu} / \varphi \\
 &= \frac{-1,47}{0,75} \\
 &= -19614000 \text{ Nmm} \\
 &= -19,614 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan Modulus Puntir (**BMS, BDM hal 5 : 106**)

$$\begin{aligned}
 x = b_w &= 600 \text{ mm} \\
 y = h &= 1700 \text{ mm} \\
 J_t &= 0,4 \times b_w^2 \times h \\
 &= 0,4 \times 600^2 \times 1700 \\
 &= 244800000 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

Batas Kehancuran Badan

$$\begin{aligned}
 \text{Vu max} &= 0,2 \times f_c' \times b_w \times h \\
 &= 0,2 \times 30 \times 600 \times 1700 \\
 &= 6120000 \text{ N} \\
 \text{Tu max} &= 0,2 \times f_c' \times J_t \\
 &= 0,2 \times 30 \times 244800000 \\
 &= 1468800000 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1468,8 \text{ kN m} \\
 \text{Kontrol} \quad T^* &< \phi \times T_{u \text{ max}} \\
 -19,614 \text{ kN m} &< 0,7 \times 1468,8 \text{ kN m} \\
 -19,614 \text{ kN m} &< 1028,16 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

OK

Batas kehancuran badan tidak terjadi

Menghitung T_{uc}

$$\begin{aligned}
 T_{uc} &= J_t \times 0,3 \sqrt{f_c'} \\
 &= 244800000 \times 0,3 \sqrt{30} \\
 &= 402247446 \text{ Nmm} \\
 &= 402,247 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kontrol} \quad T^* &> 0,25 \times \phi \times T_{u \text{ max}} \\
 -19,614 \text{ kN m} &> 0,25 \times 0,7 \times 402,247 \text{ kN m} \\
 -19,614 \text{ kN m} &> 70,39 \text{ kN m}
 \end{aligned}$$

Diperlukan tulangan torsi

Hitung luas sangkar tulangan

$$\begin{aligned} A_t &= (b - d' - \frac{1}{2} \phi) \times (h - d' - \frac{1}{2} \phi) \\ &= (600 - 50 - 5) \times (1700 - 50 - 5) \\ &= 896525 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_t &= 2 \times (b - d' - \frac{1}{2} \phi) \times (h - d' - \frac{1}{2} \phi) \\ &= 2 \times (600 - 50 - 5) \times (1700 - 50 - 5) \\ &= 4380 \text{ mm} \end{aligned}$$

Hitung Asw yang diperlukan

$$\begin{aligned} T_{us} &= T_{uc} - \frac{T_u}{K_{cr}} \\ &= 402,247 - \frac{(-14,71)}{0,7} \\ &= 423,26 \text{ kN m} \end{aligned}$$

$$\text{Meningkatkan } T_{us} = f_{sy} \times \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \times 2 A_t \times \cot \theta$$

θ secara konservatif diambil 45°

$$\begin{aligned} \frac{A_{sw}}{s} &= \frac{T_{us}}{f_{sy} \times 2 A_t \times \cot \theta} \\ &= \frac{-28020000}{280 \times 1793050 \times 1} \\ &= -0,056 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\text{Periksa apakah } \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \geq \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{sw}}{s} &\geq \frac{0,2 \times 1600}{f_y} \\ &= \frac{0,2 \times 1600}{280} \\ &= 1,143 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \geq \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min}$$

$$-0,56 \geq 1,14 \text{ (Pakai } A_{sw}/s \text{)}$$

Periksa agar $S < \text{jarak maksimum } S_{max}$

$S_{max} \leq 0,12 U_t$ atau 300 mm

$$\begin{aligned} S_{max} &= 0,12 \times U_t \\ &= 0,12 \times 4380 \\ &= 525,6 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Dipakai } s = 200 \text{ mm}$$

Tulangan Memanjang

Dalam daerah tarik

$$\begin{aligned} A_s &= 0,5 \times \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \times U_t \times \cot^2 \theta \times t \\ &= 0,5 \times 1,14 \times 4380 \times 1 \\ &= 2502,85 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dalam daerah tekan

$$\begin{aligned} A_s &= 0,5 \times \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \times U_t \times \cot^2 \theta \times t \times f_c' \\ &= 0,5 \times 1,14 \times 4380 \times 1 \times 30 \\ &= 2532,86 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan Penulangan Per Segmen**Segmen 0 m****Penulangan pada balok****Sisi bawah girder**

$$\begin{aligned}
 As_{pasang} &= Ast + \frac{As_{tarik}}{3} \\
 &= 1608,5 + \frac{2503}{3} \\
 &= 2442,8 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan D 32 jumlah 4 ($As = 3217 \text{ mm}^2$) **OK**

Sisi atas girder

$As_{pasang} = As_{daerah \text{ tekan}} = 2532,9 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan D 32 jumlah 4 ($As = 3217 \text{ mm}^2$) **OK**

Sisi badan girder

$50 \% As_{pasang} = 2518 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan D 32 jumlah 4 ($As = 3217 \text{ mm}^2$) **OK**

Segmen 4 m**Penulangan pada balok****Sisi bawah girder**

$$\begin{aligned}
 As_{pasang} &= Ast + \frac{As_{tarik}}{3} \\
 &= 9650,97 + \frac{2503}{3} \\
 &= 10485,3 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan D 32 jumlah 16 ($As = 11259 \text{ mm}^2$) **OK**

Sisi atas girder

$As_{pasang} = As_{daerah \text{ tekan}} = 2532,86 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan D 32 jumlah 4 ($As = 3217 \text{ mm}^2$) **OK**

Sisi badan girder

$50 \% As_{pasang} = 2518 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan D 32 jumlah 4 ($As = 3217 \text{ mm}^2$) **OK**

Segmen 8 m**Penulangan pada balok****Sisi bawah girder**

$$\begin{aligned}
 As_{pasang} &= Ast + \frac{As_{tarik}}{3} \\
 &= 16085 + \frac{2503}{3} \\
 &= 16919,2 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan D 32 jumlah 22 ($As = 17693 \text{ mm}^2$) **OK**

Sisi atas girder

$As_{pasang} = As_{daerah \text{ tekan}} = 2532,86 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan D 32 jumlah 4 ($As = 3217 \text{ mm}^2$) **OK**

Sisi badan girder

50 % $As_{pasang} = 2518 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan D 32 jumlah 4 ($As = 3217 \text{ mm}^2$) **OK**

Segmen 12 m**Penulangan pada balok****Sisi bawah girder**

$$\begin{aligned}
 As_{pasang} &= Ast + \frac{As_{tarik}}{3} \\
 &= 18497,7 + \frac{2503}{3} \\
 &= 19332 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan D 32 jumlah 25 ($As = 20106 \text{ mm}^2$) **OK**

Sisi atas girder

$As_{pasang} = As_{daerah \text{ tekan}} = 2532,86 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan D 32 jumlah 4 ($As = 3217 \text{ mm}^2$) **OK**

Sisi badan girder

50 % $As_{pasang} = 2518 \text{ mm}^2$

Dipakai tulangan D 32 jumlah 4 ($As = 3217 \text{ mm}^2$) **OK**

Kontrol Lendutan Balok

Lendutan Akibat Pengaruh Tetap

$$0 < \text{Lawan lendutan} < \frac{L}{300}$$

$$0 < \text{Lawan lendutan} < \frac{24000}{300}$$

$$0 < \text{Lawan lendutan} < 80 \text{ mm}$$

Lendutan Akibat Pengaruh Tetap

$$\text{Lendutan} < \frac{L}{800}$$

$$\text{Lendutan} < \frac{24000}{800}$$

$$\text{Lendutan} < 30 \text{ mm}$$

Menentukan E_c

$$E_c = \sqrt{W_c^3} \times 0,045 \times \sqrt{f_c'}$$

$$= \sqrt{2500} \times 0,045 \times \sqrt{25}$$

$$= 28125 \text{ MPa}$$

Menentukan I_{ef}

$$I_{ef} = 0,045 \times b \times d^3 \times \left(0,7 + \frac{0,3 \times b_w}{b_{eff}}\right)^3$$

$$= 0,045 \times 1700 \times 1650^3 \times \left(0,7 + \frac{0,3 \times 600}{2100}\right)$$

$$= 240769701544,46 \text{ mm}^4$$

Kontrol Lendutan

Lendutan sesaat akibat berat sendiri

$$\Delta_{st} = \frac{5 \times w \times L^4}{384 \times E \times I}$$

$$= \frac{5 \times 25 \times 24000^4}{384 \times 28125 \times 240769701544,46} = 15,949 \text{ mm}$$

Lendutan Jangka Panjang

$$\begin{aligned}
 K_{cs} &= \left(2 - \left(1,2 \times \frac{A_{sc}}{A_{st}} \right) \right) \\
 &= \left(2 - \left(1,2 \times \frac{3217}{18609,5} \right) \right) \\
 &= 2 - 0,207 \\
 &= 1,800
 \end{aligned}$$

Kontrol	K_{cs}	$>$	0,8
	1,800	$>$	0,8

$$\begin{aligned}
 \Delta LT &= K_{cs} \times \Delta st \\
 &= 1,800 \times 15,949 \\
 &= 28,713 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Lendutan total akibat berat sendiri

$$\begin{aligned}
 \Delta &= \Delta st + \Delta LT \\
 &= 15,949 \text{ mm} + 28,713 \text{ mm} \\
 &= 44,6617 \text{ mm} \\
 &= 45 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Kontrol	0	$<$	Δ	$<$	$\frac{L}{300}$
	0	$<$	45	$<$	$\frac{24000}{300}$
	0	$<$	45	$<$	80

OK

Hitung lendutan sesaat akibat beban roda
(berpengaruh pada plat)

$$P (1 + DLA) = 112,5 \times (1 + 0,4)$$

$$= 157,5 \text{ kN}$$

$$\Delta LL \text{ max} = \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$= \frac{157500 \times 24000^3}{48 \times 28125 \times 240769701544,46}$$

$$= 6,698 \text{ mm}$$

Kontrol	0	<	Lendutan	<	$\frac{L}{800}$
	0	<	6,699	<	$\frac{24000}{800}$
	0	<	6,699	<	30

OK

Lendutan sesaat akibat beban roda

$$P (1 + DLA) = 112,5 \times (1 + 0,4)$$

$$= 157,5 \text{ kN}$$

$$\Delta LL = \frac{P \times L^3}{48 \times E \times I}$$

$$= \frac{157500 \times 24000^3}{48 \times 28125 \times 240769701544,46}$$

$$= 6,698 \text{ mm}$$

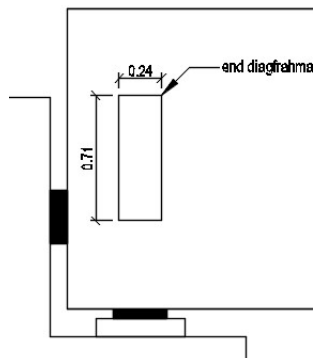
Kontrol	0	<	Lendutan	<	$\frac{L}{800}$
	0	<	6,699	<	$\frac{24000}{800}$
	0	<	6,699	<	30

OK

4.2.5 Perencanaan Diafragma

4.2.5.1 Preliminary Design Diafragma

Diafragma pada jembatan berfungsi untuk membantu balok menahan torsi dan lendutan yang terjadi pada girder jembatan. Diafragma tidak didesain untuk ikut menahan pelat lantai.



Gambar 2.39 Potongan Diafragma

Data Perencanaan :

Panjang diafragma (L) : 2100 mm

Tinggi diafragma (h) : 710 mm

Lebar diafragma (b) : 240 mm

$$\begin{aligned}
 E &= 4700 \cdot \sqrt{f_c'} \\
 &= 4700 \cdot \sqrt{30} \\
 &= 25743 \text{ MPa} \\
 &= 25743000 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \cdot 0,24 \cdot (0,71)^3 \\
 &= 0,00625 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

4.2.5.2 Analisis Pembebanan Diafragma

Gaya atau beban yang bekerja pada diafragma adalah beban mati berat sendiri dan beban akibat lendutan pada balok. Pada perhitungan beban akibat lendutan balok diambil kondisi paling kritis, yaitu saat salah satu dari balok terbebani kendaraan sehingga salah satu balok yang ditopangi diafragma melendut.

Sesuai dengan perhitungan lendutan pada girder jembatan berupa Δ (deformasi pada diafragma akibat lendutan balok), dipilih lendutan ijin maksimum.

- ♦ Beban Diafragma akibat lendutan balok

Perletakan diafragma dianggap jepit – jepit. Lendutan dari jembatan yang hasilnya sebagai Δ (deformasi pada diafragma akibat lendutan dari balok) dapat dicari dengan cara sebagai berikut :

Deformasi diafragma akibat beban sendiri,

$$\Delta = \frac{\Delta \text{ ijin}}{4} = \frac{15,9489 \text{ mm}}{4} = 3,987 \text{ mm}$$

Deformasi diafragma akibat beban roda,

$$\Delta = \frac{\Delta \text{ ijin}}{4} = \frac{30 \text{ mm}}{4} = 7,5 \text{ mm}$$

Deformasi total,

$$\begin{aligned} \Delta \text{ total} &= 3,987 \text{ mm} + 7,5 \text{ mm} \\ &= 11,487 \text{ mm} \end{aligned}$$

4.2.5.3 Perhitungan Momen

$$\begin{aligned}
 M_{\text{total}} &= \frac{\Delta \times EI \times k}{L^2} \\
 &= \frac{11,487 \times 1842737725824478 \times 0,75}{2100^2} \\
 &= 359998641,4 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

4.2.5.4 Perhitungan Penulangan Pada Diafragma

- Tulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 M_u &= 359998641,4 \text{ Nmm} \\
 \text{Tulangan Lentur} &= 22 \text{ mm} \\
 \text{Tulangan Geser} &= 13 \text{ mm} \\
 f_c' &= 30 \text{ MPa} \\
 E_c &= 25743 \\
 \text{Tulangan} < 12 \text{ mm ; } f_y &= 240 \text{ MPa} \\
 \text{Tulangan} < 12 \text{ mm ; } f_y &= 400 \text{ MPa} \\
 d' &= 30 \text{ mm} \\
 d_o \text{ dia} &= h \text{ dia} - d' - D/2 \\
 &= 710 - 30 - 22/2 \\
 &= 669 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M/bd^2 &= \frac{359998641,4}{240 \times 669^2} \\
 &= 3,3515 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{\beta_1 \cdot 0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30}{400} \cdot \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0,03251
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \\ &= 0,75 \cdot 0,03251 \\ &= 0,02\end{aligned}$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{bd}$$

$$= \frac{Kcr \times f_y - \sqrt{2,4} \times Kcr \times \frac{M}{b \times d^2} \times \frac{f_y^2}{f_c'}}{1,2 \times Kcr \times \frac{f_y^2}{f_c'}}$$

$$\begin{aligned}&= \frac{0,75 \times 400 - \sqrt{2,4} \times 0,75 \times \frac{359998641,4}{240 \times 669^2} \times \frac{400^2}{30}}{1,2 \times 0,75 \times \frac{400^2}{30}} \\ &= 0,02513\end{aligned}$$

Kontrol

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &< \rho < \rho_{\max} \\ 0,0035 &< 0,02513 < 0,0244\end{aligned}$$

Maka diambil $\rho_{\max} = 0,0244$

Luas tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0244 \times 240 \text{ mm} \times 669 \text{ mm} \\ &= 3915,2 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Dipakai tulangan lentur D 22 jumlah 12
($A_{st} = 4561,6 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}A_{sc} &= 50\% \times A_{st} \\ &= 50\% \times 3915,2 \text{ mm}^2 \\ &= 1957,6 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Dipakai tulangan lentur D 22 jumlah 6

$$(A_{st} = 2280,8 \text{ mm}^2)$$

- Tulangan Geser

$$K_{cr} = 0,6$$

$$\begin{aligned} V_u \times K_{cr} &= 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c'} \cdot b \cdot d \\ &= 0,6 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \cdot 240 \text{ mm} \cdot 669 \text{ mm} \\ &= 87942,333 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{u_{max}} &= 0,2 \times f'c' \times b \times d \\ &= 0,2 \times 30 \times 240 \times 669 \\ &= 963360 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{V_u}{K_{cr}} \\ &= \frac{87942,333}{0,6} \\ &= 87942,3 \text{ N} \end{aligned}$$

Kekuatan geser tanpa tulangan geser

$$\beta_1 = 1,4 - \frac{d}{2000} \leq 1,1$$

$$\begin{aligned} &= 1,4 - \frac{669}{2000} \leq 1,1 \\ &= 1,0655 \end{aligned}$$

$$\beta_2 = 1$$

$$\beta_3 = 1$$

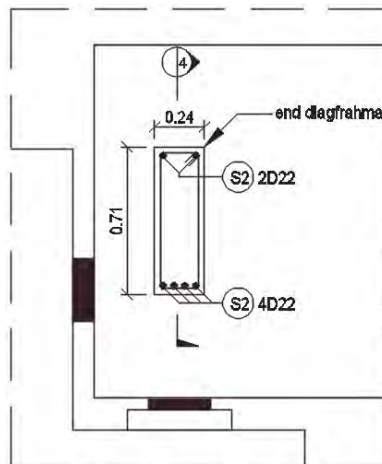
$$\begin{aligned} V_{uc} &= \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b \times d_o \times \left(\left(\frac{A_{st} \times f'c'}{b \times d_o} \right) \right)^{\frac{1}{3}} \\ &= 1,0655 \times 1 \times 1 \times 240 \times 669 \times \left(\left(\frac{3915,2 \times 30}{240 \times 669} \right) \right)^{\frac{1}{3}} \\ &= 154147,01 \text{ N} \end{aligned}$$

Kekuatan geser dengan tulangan minimum

$$\begin{aligned}
 V_{u_{min}} &= V_{uc} + (0,6 \times b \times d) \\
 &= 154147,01 + (0,6 \times 240 \times 669) \\
 &= 250483,011 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol

1. $V < V_{u \max}$
 $87942,3 \text{ N} < 963360 \text{ N}$ **OK**
2. $V < V_{u \max} \times K_{cr}$
 $87942,3 \text{ N} < 578016 \text{ N}$ **OK**
3. $V < V_u \times K_{cr}$
 $87942,3 \text{ N} < 87942,3 \text{ N}$ **OK**



Gambar 2.40 Penulangan Diafragma

BAB V

PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH

5.1 Perencanaan Abutment

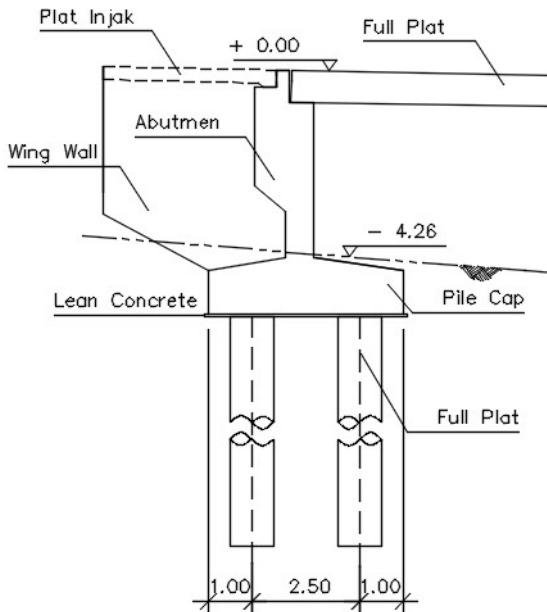
Bagian dari struktur bangunan bawah jembatan berfungsi untuk menyalurkan beban – beban diatasnya, baik beban hidup maupun mati. dari bangunan atas ke pondasi jembatan dan menahan tekanan tanah serta beban – beban aksi lingkungan lainnya. Dalam perencanaan Jembatan Gondang ini bangunan bawah yang dimaksud adalah Abutment dan Pilar dimana akan direncanakan pula elemen – elemen penyusun dan pelengkapanya.

5.1.1 Desain Dimensi Abutment

Dalam perencanaan abutment menggunakan acuan dari peraturan BMS BDM 1992 dan BMS BDC 1992. Abutment terdiri dari beberapa elemen, yaitu pondasi, pile cap (poer), dinding abutment, longitudinal stopper, plat injak dan wing wall. Penulangan abutment direncanakan dari analisis element – elemen abutment jembatan. Analisis pembebanan atas baik beban hidup maupun mati, beban sendiri abutment, beban rem, beban angin, beban tekanan tanah aktif, tekanan tanah dinamis akibat beban gempa serta beban gempa. Berikut ini adalah analisis pembebanan serta elemen – elemen penyusun dan pelengkap abutment.

Berikut data yang diperoleh untuk perencanaan abutmen :

- Elevasi Muka Tanah Asli : -4,26 m
- Elevasi Lantai Kerja Abutment : -5,65 m
- Elevasi lantai Kendaraan : 0,00 m
- Tinggi Abutment Rencana : 5,65 m
- Lebar Abutment : 25,2 m
- Panjang Bentang Jembatan : 7,5 m



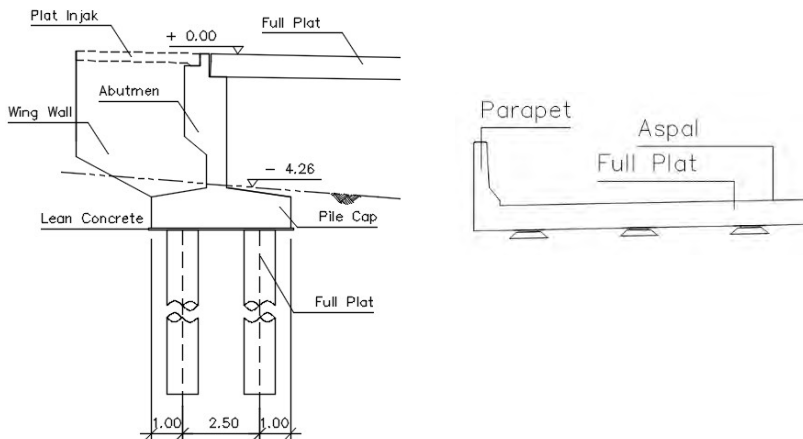
Gambar 5. 1 Perencanaan Abutment A1 (Sisi Sragen)

5.1.2 Perencanaan Pondasi Abutment

Berdasarkan analisis dari data penyelidikan tanah pada abutment arah ngawi didapatkan nilai SPT berdasarkan titik bor BH 096 (abutmen kiri) dan BH 097 (abutmen kanan) STA 49 + 550 yang tinggi (> 50) pada kedalaman 27 meter sehingga dipakai jenis pondasi bored pile. Deskripsi tanah BH 096 pada kedalaman 0 – 6 meter terdiri dari tanah lanau berpasir dan pada kedalaman 6 – 18 meter terdiri dari lanau berlempur dan pada kedalaman 19 – 27 meter terdiri dari lanau berlempung. Dengan karakteristik jumlah pukulan yang relative besar (antara 40 – 51) pada awal – awal kedalaman untuk bisa mencapai penurunan 30cm sebagai acuan data SPT.

5.1.2.1 Analisis Pembebanan pada Pondasi Abutment

1. Beban Mati Bangunan Atas



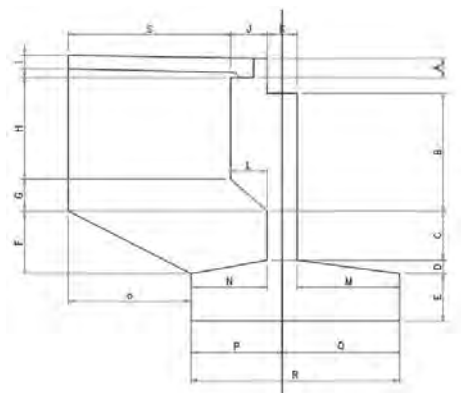
Gambar 5. 2 Pembebanan Abutment akibat beban mati bangunan atas

Tabel 5. 1 Gaya reaksi V abt akibat beban mati 1/2 bang. Atas

NO	Uraian	V Abt (Ton)
1	full plat	255.94
2	Lapisan aspal + overlay	43.40
3	Air hujan	4.10
4	Parapet	41.04
Total		344.47
Total 1/2 bangunan atas		172.23

2. Beban sendiri abutment

Dalam perhitungan berat sendiri abutment dibagi atas beberapa segmen dengan asumsi dimensi yang sama diterapkan untuk abutmen kiri dan abutmen kanan. Hal ini untuk memudahkan dalam analisis. Analisis berat abutment didapat dari volume per segmen dikalikan dengan berat jenis lalu menghitung statis momen titik tangkap gaya/titik berat abutment terhadap center poer.



Gambar 5. 3 Pembagian Segmen Abutment

A	0.40	E	1.00	I	0.30	M	2.20	Q	2.78
B	2.55	F	1.35	J	0.80	N	1.65	R	4.50
C	1.13	G	0.68	K	0.65	O	2.68	S	3.50
D	0.30	H	2.20	L	0.80	P	2.22	T	0.80

Tabel 5. 2 Nilai panjang dan lebar segmen abutmen dalam M

	bidang	b (m)	h (m)	L (m)	BVb (t/m ³)	berat (ton)	x (m)	z(m)
ABUTMENT	1	0.65	0.4	25.2	2.5	16.38	0.76	5.10
	2	0.65	3.68	25.2	2.5	150.70	0.29	3.1
	3	2.2	0.3	25.2	2.5	20.79	1.35	1.10
	4	1.65	0.3	25.2	2.5	15.59	1.16	1.1
	5	1.97	1	25.2	2.5	124.11	1.72	0.50
	6	2.53	1	25.2	2.5	159.39	1.79	0.50
	7	0.8	0.68	25.2	2.5	17.14	0.89	2.58
	8	0.8	2.2	25.2	2.5	110.88	1.02	4.13
	9	3.5	0.3	25.2	2.5	66.15	2.91	5.38
WING WALL	10	2.68	1.35	0.4	2.5	1.81	3.14	1.90
	11	3.5	2.88	0.4	2.5	10.08	3.160	3.790
	12	0.8	0.68	0.4	2.5	0.27	1.14	2.58
	13	1.65	1.13	0.4	2.5	1.86	1.41	1.68
	14	1.65	0.3	0.4	2.5	0.25	1.71	1.20
TOTAL						695.15		

Tabel 5. 2 Perhitungan beban sendiri abutment

Segmen	W . X	W . Z
	Ton.m	Ton.m
1	12.449	83.538
2	43.702	467.158
3	28.067	22.869
4	18.087	17.152
5	213.469	62.055
6	285.308	79.695
7	15.251	44.211
8	113.098	457.934
9	192.497	355.887
10	5.680	3.437
11	31.853	38.203
12	0.310	0.702
13	2.629	3.132
14	0.423	0.297
Total	962.822	1636.270

Tabel 5. 3 Perhitungan
Statis Momen Abutment

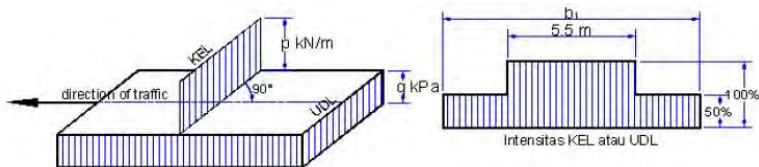
Sehingga didapatkan titik berat atau titik tangkap gaya :

$$X = 1.401 \text{ m}$$

$$Z = 2.273 \text{ m}$$

3. Beban hidup lalu lintas

Beban lalu lintas (lajur “D”) untuk rencana bangunan bawah jembatan jalan raya terdiri dari BTR dan BGT dimana akan ditempatkan elintang pada lebar penuh dari jalan kendaraan jembatan dan menghasilkan pengaruh pada jembatan ekuivalen dengan rangkaian kendaraan sebenarnya. Jumlah total pembebanan lajur “D” yang ditempatkan tergantung pada lebar jalan kendaraan jembatan. Asumsi pembebanan BTR dan BGT



Gambar 5. 4 Asumsi Beban hidup Lalu - Lintas

Gambar 5. 5 Beban tekanan tanah aktif pada abutment jembatan

seperti yang ditunjukkan dalam gambar bawah ini :

Panjang bentang span kanan jembatan (L)	: 7,5 m
Lebar perkerasan jembatan (b)	: 25,2 m
Beban BGT (P_{BGT})	: 4,9 T/m
Faktor beban dinamis ($1 + DLA$)	: 1,4
Beban BTR (q_{BTR})	: 0,9 T/m ²

Total beban BTR dan BGT untuk span kiri 7,5 m

$$\begin{aligned} V_{BTR} &= ((5,5 \times q_{BTR}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{BTR}) \times L \\ &= ((5,5 \times 9) + ((25,2 - 5,5) \times 0,5 \times 9) \times 7,5 \\ &= 71,43 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{BGT} &= (5,5 \times (P_{BGT} \times (1 + DLA) + (b - 5,5 \times (P_{BGT} \times (1 + DLA)))) \\ &= (5,5 \times (49 \times (1 + 0,4) + (25,2 - 5,5 \times (49 \times (1 + DLA)))) \\ &= 25 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Total babn hidup lalu lintas :

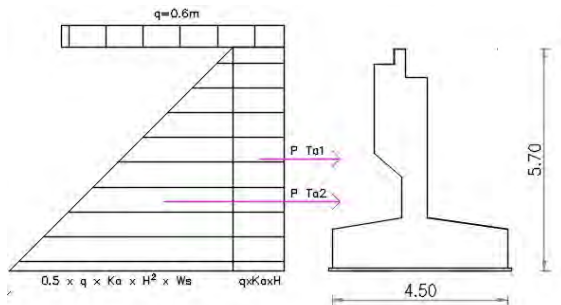
$$\begin{aligned} V_{\text{total}} &= V_{BTR} + V_{BGT} \\ &= 71,43 + 25 \\ &= 96,63 \text{ Ton} \end{aligned}$$

V total untuk 2 lajur

$$\begin{aligned} &= 2 \times V_{\text{total}} \\ &= 2 \times 96,3 \\ &= 193 \text{ Ton} \end{aligned}$$

4. Beban tekanan tanah aktif

Analisis Beban tekanan tanah aktif berdasarkan RSNI T-02-2005 Pasal 5.4.2 dimana tekanan tanah dihitung berdasarkan harga nominal W_s , C , dan γ_t . Pada bagian tanah di belakang dinding abutment adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0,60 m yang berupa beban merata ekuivalen beban kendaraan pada bagian tersebut. Beban tekanan tanah akan membebani tembok penahan tanah dari kepala jembatan dengan arah horizontal, sehingga tekanan tanah ini dapat menimbulkan efek guling pada kepala jembatan.



Gambar 5. 5 Beban tekanan tanah aktif pada abutment jembatan

Tinggi timbunan (H)	= 8,6 m
Berat jenis tanah (γ_t)	= 1,8 t/m
Sudut geser tanah (ϕ)	= 30°
Lebar abutmen (B_y)	= 25,2 m

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi)$$

$$= 0,33$$

$$Q = 0,6 \times \gamma_t$$

$$= 10,32 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 P_{Ta1} &= q \times K_a \times H \times B_y \\
 &= 10,8 \times 0,34 \times 7,07 \times 25,2 \\
 &= 512,56 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{Ta2} &= 0,5 \times K_a \times \gamma t \times H^2 \times B_y \\
 &= 0,5 \times 0,34 \times 1,8 \times 7,07 \times 25,2 \\
 &= 241,33 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

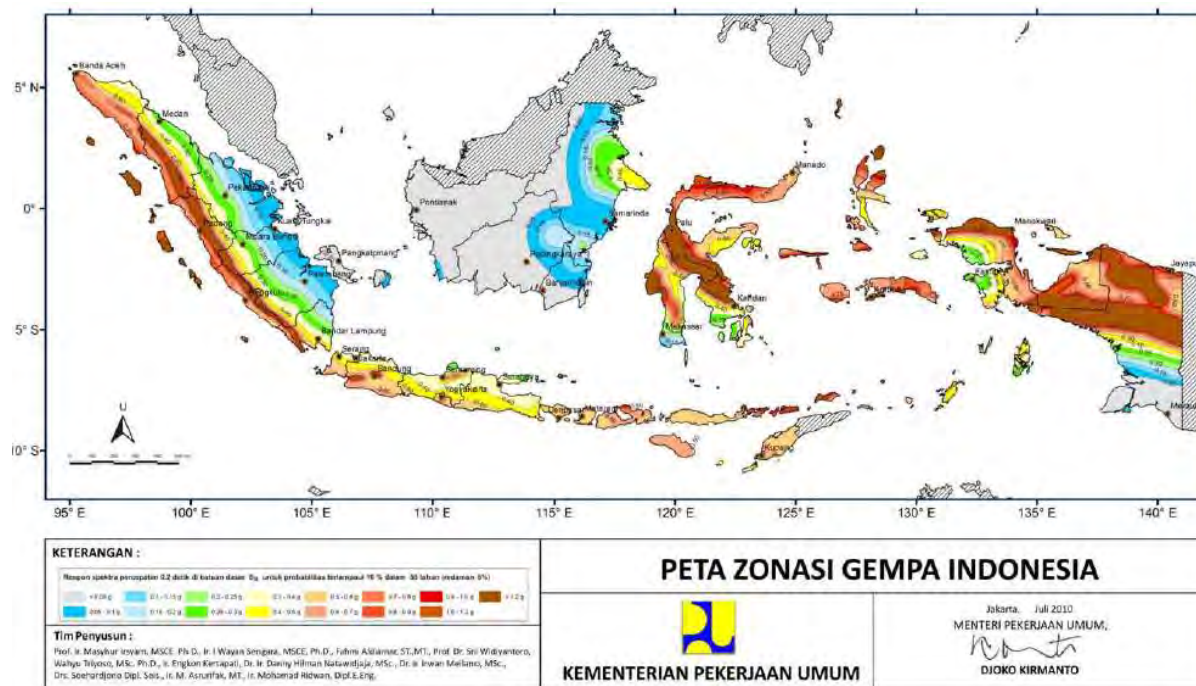
$$\begin{aligned}
 P_{tot} &= 512,56 + 241,33 \\
 &= 753,90 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

5. Beban gempa

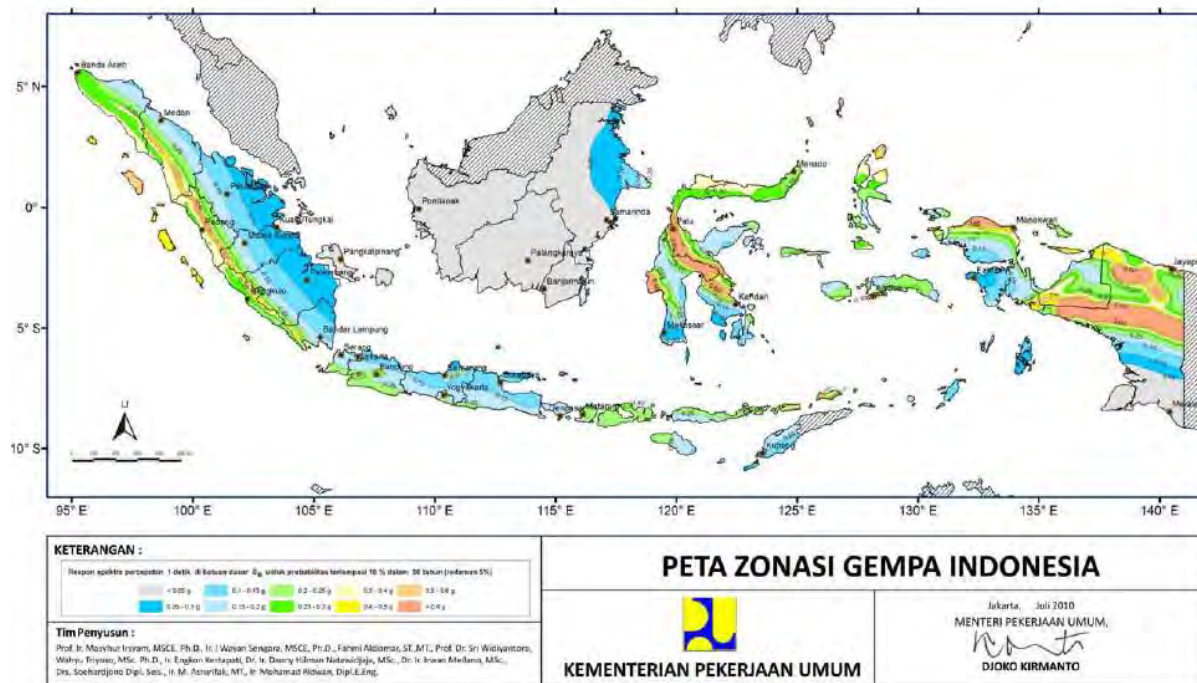
Analisis beban gempa pada jembatan mengacu pada SNI Gempa 2833 – 2013. Beban gempa direncanakan dengan metode beban horisontal statis ekuivalen. Beban gempa bangunan atas yang masuk pada pilar direncanakan 50% dari span kiri dan span kanan.

$$Eq = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \quad (SNI \text{ Gempa } 2833-2013 \text{ Pasal } 5.1)$$

Nilai C_{sm} dan R didapatkan berdasarkan beberapa persamaan yang terdapat beberapa factor sinus gempa (F PGA, S_1 dan SS) yang dimana nilainya didapatkan berdasarkan zonasi gempa di wilayah Indonesia yang ada pada halaman berikutnya.



Gambar 5.6 Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun



Gambar 5.8 Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun

Berdasarkan peta gempa diatas didapatkan nilai koefisien untuk kota sragen sebagai berikut :

PGA (Percepatan puncak batuan dasar) : 0,25

Ss (Respons spektral untuk 0,2 detik) : 0,5

S₁ (Respons spektral untuk 1 detik) : 0,2

- Menentukan kelas situs

Berdasarkan data N-SPT yang telah didapatkan maka dapat ditentukan besaran nilai N :

$$N = \frac{\sum t}{\sum (t/n)} = \frac{18}{0.406} = 44.33$$

Tabel 5. 4 Kelas situs (SNI Gempa 2833 - 2013 tabel 2)

Dari hasil N dipakai sebagai acuan dalam tabel 5.6 untuk mencari kelas situs. Didapatkan kelas situs untuk pondasi pilar yaitu tanah sedang.

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/s)	\bar{N}	\bar{S}_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : <ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_u < 25$ kPa 			
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : <ul style="list-style-type: none"> - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan $> 3m$) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7.5m$ dengan $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35m$ 		

- Menentukan faktor situs

Tabel 5. 6 Faktor amplifikasi untuk periode 0 dt & 0,2 dt (F_{PGA} / F_a)

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0,25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0,5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0,75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1,0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1,25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

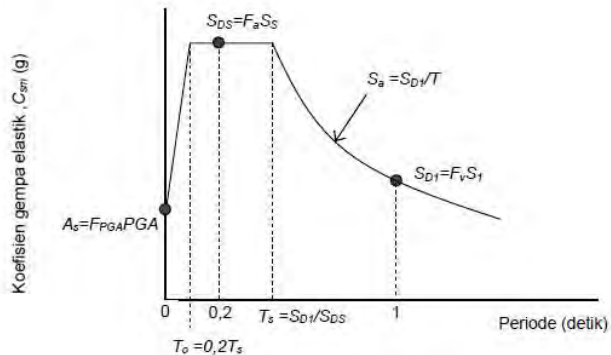
Di dapat $F_{PGA} / F_a = 1,4$

Tabel 5. 7 Faktor amplifikasi untuk periode 1 dt (F_v)

Kelas situs	$S_t \leq 0.1$	$S_t = 0.2$	$S_t = 0.3$	$S_t = 0.4$	$S_t \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Di dapat $F_{PGA} / F_a = 2,0$

- Menentukan respons spectr



Gambar 5.8 Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah

Respon spectrum rencana

$$\begin{aligned}
 A_s &= F_{PGA} \times PGA \\
 &= 1 \times 0,25 \\
 &= 0,25
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{DS} &= F_a \times S_s \\
 &= 1,4 \times 0,5 \\
 &= 0,7
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{D1} &= F_v \times S_1 \\
 &= 2 \times 0,2 \\
 &= 0,4
 \end{aligned}$$

- Menentukan koefisien respons gempa elastik

$$\begin{aligned}
 T &= 0,2 \\
 T_s &= \frac{S_{D1}}{S_{D2}} = \frac{0,4}{0,7} = 0,571 \\
 T_0 &= 0,2 \times T_s \\
 &= 0,2 \times 0,571 \\
 &= 0,114
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan bila $T_0 < T < T_s$ maka memenuhi syarat ke2

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= S_{ds} \\
 &= 0,7
 \end{aligned}$$

- Menentukan faktor modifikasi respons (R)

Tabel 5. 9 Faktor modifikasi respon (R) untuk bangunan bawah

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Tabel 5. 9 Faktor modifikasi respons (R) untuk hubungan antar elemen struktur

Hubungan elemen struktur	Semua kategori kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0,8
Sambungan muai (dilatasi) pada bangunan atas	0,8
Kolom, pilar, atau tiang dengan bangunan atas	1,0
Kolom atau pilar dengan fondasi	1,0

Berdasarkan tabel – 5 zona gempa dengan nilai $S D1 = 0,4$ maka lokasi yang ditinjau termasuk dalam zona gempa 3, dimana nilai R untuk struktur bangunan atas dan bawah ditentukan berdasarkan pasal 5.9.3.2 dengan mengambil nilai R sama dengan 1.

Data perencanaan beban gempa

$$C_{sm} = 0,7$$

$$R \text{ B. Bawah} = 1$$

$$R \text{ B. Atas} = 1$$

Beban Gempa Akibat B. Atas

$$W. \text{ Set. B. Atas} = 172,2 \text{ T}$$

$$\text{Lengan} = 5,65 \text{ m}$$

$$Eq1 = \frac{C_{sm}}{R} W_t = \frac{0,7}{1} \times 172,2 = 120,56 \text{ T}$$

$$M_{Eq1} = 120,56 \text{ T} \times 5,65 \text{ m} \\ = 681,18 \text{ T.m}$$

Beban Gempa Akibat B. Bawah

$$Eq2 = \frac{C_{sm}}{R}$$

Tabel 5.10 berat dan lengan struktur bawah

segmen	berat (Ton)	z (m)	momen (T.m)	M Eq2 (T.m)
LS	16.38	5.10	83.538	38.984
BW	150.70	3.10	467.158	218.007
KB	128.02	4.00	512.064	238.963
WW	80.42	3.52	283.089	132.108
PC	160.49	0.65	104.320	73.024
			total	701.087

6. Beban tekanan tanah akibat gempa

Beban tekanan tanah juga diperhitungkan bila terjadi gempa (tekanan tanah dinamis akibat gempa). Diasumsikan tembok penahan tanah adalah tembok yang fleksibel sesuai ketentuan yang terdapat pada SNI Gempa 2833 – 2013 Pasal 9.6. Berikut perhitungan tekanan tanah dinamis akibat gempa :

Berat jenis tanah (γt)	= 1,8 t/m
Sudut geser tanah (ϕ)	= 30°
Rencana sudut tembok (δ)	= 20°
Sudut kemiringan timbunan (α)	= 0°
Sudut kemiringan tepi belakang tembok (β)	= 0°
Koefisien tekanan tanah aktif (K_a)	= 0,33
Koefisien gempa horizontal (K_h)	= $A_s \times 0,5$
	= $0,25 \times 1,3 \times 0,25$
	= 1,25
Sudut geser tanah nominal (θ)	= $7,125^\circ$

Koefisien tanah dinamis

$$\begin{aligned}
 \pi &= \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \varphi) \cos(\beta - \alpha)}} \right)^2 \\
 &= \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \varphi) \cos(\beta - \alpha)}} \right)^2 \\
 &= 2,825
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K_{AE} &= \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \alpha)}{\mu \cos\theta \cos 2\theta \cos(\delta + \beta + \varphi)} \\
 &= \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \alpha)}{\mu \cos\theta \cos 2\theta \cos(\delta + \beta + \varphi)} \\
 &= 0,34
 \end{aligned}$$

Perhitungan tekanan tanah dinamis akibat gempa

$$\begin{aligned}
 E_{AE} &= \frac{\gamma_t \times H^2}{2} (1 - kv) K_{AE} \\
 &= \frac{1,8 \times 5,65^2}{2} (1 - 0) 0,34 \\
 &= 9,777 \text{ T/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_{AE} &= E_{AE} \times B_y \\
 &= 9,777 \times 25,2 \\
 &= 246,38 \text{ T}
 \end{aligned}$$

7. Beban Angin

Gaya angin hanya bekerja pada bangunan relatif terhadap luasan samping dari struktur bangunan atas yang menerima beban angin, yang bekerja pada sumbu horizontal. Gaya nominal akibat angin bergantung pada kecepatan angin rencana. Beban angin yang diperhitungkan berdasarkan RSNI T – 02 – 2005 adalah sebagai berikut :

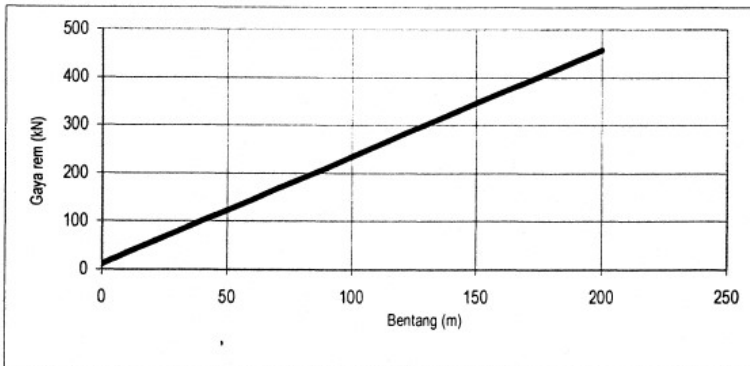
$$T_{EW} = 0,006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$$

- Kecepatan angin rencana (V_w) : 25 m/s
- Lebar jembatan (b) : 25,2 m
- Tinggi samping jembatan : 1,7 m
- Bentang jembatan : 24 m
- Luas 1/2 bagian samping (A_b) : 6,375 m²
- Koefisien serat (C_w) : 1,25

$$\begin{aligned} T_{EW} &= 0,006 \times 1,25 \times 25^2 \times 6,375 \\ &= 0,299 \text{ T} \end{aligned}$$

8. Beban rem

Pengaruh percepatan dan pengereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang. Beban rem yang diperhitungkan berdasarkan RSNI T – 02 – 2005 Pasal 7.6 untuk jembatan dengan panjang bentang 7,5 m adalah 40 kN atau 4 ton per lajur.



Gambar 5.9 grafik hubungan beban rem dengan bentang jembatan

Pada data geometric yang diketahui bahwa jembatan memiliki 4 lajur. Sehingga beban rem yang diterima abutmen sebesar :

$$H_x = 4 \times 4 \text{ T}$$

$$= 16 \text{ T}$$

5.1.2.2 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Bor

Dari hasil pembebanan diatas, selanjutnya dilakukan analisis momen dan gaya. Perhitungan momen dan gaya tersebut dipusatkan pada center poer. Berikut perhitungan gaya dan momen yang berpusat pada poer, yang dijelaskan pada tabel 5.11 dibawah

Tabel 5. 11 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer Abutment

NO	URAIAN	V	Hx	Hy	X	y	z	Mx	My
		Ton	Ton	Ton	m	m	m	Ton	m
I	Beban Tetap								
	Struktur Bangunan Atas	172.234							
	Struktur Abutment	695.398			1.385			962.822	
	Tek tanah aktif 1		512.568				2.825	1448.005	
	Tek tanah aktif 2		241.334				1.883	454.513	
II	Beban Hidup								
	BTR + BGT	117.538							
	Beban Rem		16.000				5.650	90.400	
	Beban Angin			0.299			5.650		1.688
III	Aksi lain (Gempa)								
	Eq Struktur Bangunan Atas		120.564	120.564			5.650	681.184	681.184
	Eq Abutment		701.087	701.087			2.825	1980.570	1980.570
	Eq Tek tanah dinamis		246.387				2.825	696.045	

Kombinasi yang dipakai untuk kekuatan pondasi adalah :

- Kombinasi 1 (D + L + Ta)

Vu	=	985.169	Ton
Hx	=	753.902	Ton
Hy	=	0.000	Ton
Mx	=	2865.339	Ton.m
My	=	0.000	Ton.m

- Kombinasi 2 ($D + L + Ta + TB$)

Vu	=	985.169	Ton
Hx	=	769.902	Ton
Hy	=	0.000	Ton
Mx	=	2955.739	Ton.m
My	=	0.000	Ton.m

- Kombinasi 3 ($D + L + Ta + TB + TEW$)

Vu	=	985.169	Ton
Hx	=	769.902	Ton
Hy	=	0.299	Ton
Mx	=	1377.229	Ton.m
My	=	1.688	Ton.m

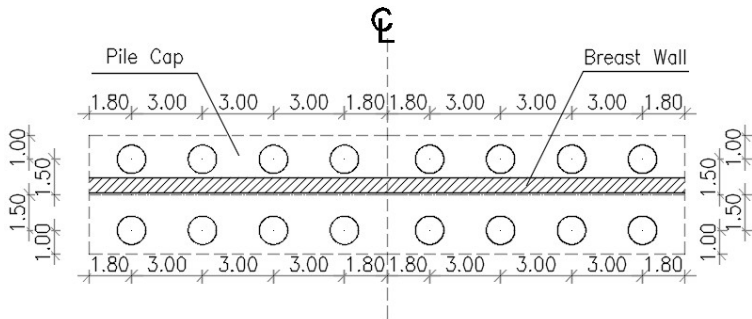
- Kombinasi 4 ($D + Ex + 30\%Ey + Taq$)

Vu	=	867.631	Ton
Hx	=	1068.038	Ton
Hy	=	340.705	Ton
Mx	=	3357.799	Ton.m
My	=	798.526	Ton.m

- Kombinasi 5 ($D + 30\%Ex + Ey + Taq$)

Vu	=	867.631	Ton
Hx	=	320.411	Ton
Hy	=	821.650	Ton
Mx	=	1007.340	Ton.m
My	=	2661.755	Ton.m

Konfigurasi Bored pile untuk Abt kiri dan Abt kanan:



Gambar 5.9 Konfigurasi Bored Pile abutment

x = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)

= 1,5 m

y = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

= 3,0 m

n = jumlah tiang

= 16

Dari kombinasi dan konfigurasi diatas, maka daya dukung per tiang dapat dihitung dengan rumus :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_x \cdot x}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_y \cdot y}{\Sigma y^2}$$

- P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang (T)
 V = Total gaya aksial (T)
 N = Jumlah tiang pancang (buah)
 M_x = Momen sumbu x (T.m)
 M_y = Momen sumbu y (T.m)
 y = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)
 x = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

Tabel 5. 12 Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang

No	x m	y m	x^2 m	y^2 m	Komb. 1 Ton	Komb. 2 Ton	Komb. 3 Ton
1	1.5	-4.50	2.25	20.25	180.96	184.73	118.92
2	1.5	-1.5	2.25	2.25	180.96	184.73	118.94
3	1.5	1.5	2.25	2.25	180.96	184.73	118.97
4	1.5	4.5	2.25	20.25	180.96	184.73	119.00
5	1.5	-4.50	2.25	20.25	180.96	184.73	118.92
6	1.5	-1.50	2.25	2.25	180.96	184.73	118.94
7	1.5	1.50	2.25	2.25	180.96	184.73	118.97
8	1.5	4.50	2.25	20.25	180.96	184.73	119.00
9	-1.5	-4.50	2.25	20.25	-57.82	-61.58	4.15
10	-1.5	-1.50	2.25	2.25	-57.82	-61.58	4.17
11	-1.5	1.50	2.25	2.25	-57.82	-61.58	4.20
12	-1.5	4.50	2.25	20.25	-57.82	-61.58	4.23
13	-1.5	-4.50	2.25	20.25	-57.82	-61.58	4.15
14	-1.5	-1.50	2.25	2.25	-57.82	-61.58	4.17
15	-1.5	1.50	2.25	2.25	-57.82	-61.58	4.20
16	-1.5	4.50	2.25	20.25	-57.82	-61.58	4.23
			36	180.00			

Lanjutan Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang

No	x m	y m	x ² m	y ² m	Komb. 4 Ton	Komb. 5 Ton
1	1.5	-4.50	2.25	20.2500	174.17	29.66
2	1.5	-1.5	2.25	2.2500	187.48	74.02
3	1.5	1.5	2.25	2.2500	200.79	118.38
4	1.5	4.5	2.25	20.2500	214.10	162.74
5	1.5	-4.50	2.25	20.2500	174.17	29.66
6	1.5	-1.50	2.25	2.2500	187.48	74.02
7	1.5	1.50	2.25	2.2500	200.79	118.38
8	1.5	4.50	2.25	20.2500	214.10	162.74
9	-1.5	-4.50	2.25	20.2500	-105.64	-54.29
10	-1.5	-1.50	2.25	2.2500	-92.34	-9.93
11	-1.5	1.50	2.25	2.2500	-79.03	34.44
12	-1.5	4.50	2.25	20.2500	-65.72	78.80
13	-1.5	-4.50	2.25	20.2500	-105.64	-54.29
14	-1.5	-1.50	2.25	2.2500	-92.34	-9.93
15	-1.5	1.50	2.25	2.2500	-79.03	34.44
16	-1.5	4.50	2.25	20.2500	-65.72	78.80
			36	180.000		

Dari perhitungan gaya aksial yang terjadi akibat 5 kombinasi beban pada 1 tiang bor (*bored pile*) didapatkan gaya aksial terbesar yang diterima adalah 2141,00 kN, selanjutnya gaya aksial yang harus terjadi harus lebih kecil dari daya dukung tanah.

5.1.2.3 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Dari tabel 5.11 dapat diketahui nilai maksimum (P_{max}) Gaya aksial tiang pancang akibat beban tetap (Kombinasi 1,2,3) adalah 2577,16 kN, sedangkan nilai maksimum (P_{max}) Gaya aksial tiang pancang akibat beban sementara (Kombinasi 4 dan 5) adalah 1847,29 kN. Dari hasil kemampuan tiang pancang didapat hasil reaksi berupa gaya aksial tekan saja maka akan dikontrol dengan daya dukung tanah akibat tekan.

Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan tiang bor (*bored pile*) dan berdasarkan data penyelidikan tanah SPT pada titik bor BH 096 (Abutmen kiri) dan BH 097 (Abutmen kanan) Daya dukung tanah dihitung berdasarkan rumus *meyerhoff* dan *nakazawa* yang akan di tunjukan hasilnya dalam tabel 5.13 dan tabel 5.14

R_u	$= q_d \cdot A_p + U \cdot \sum l_i \cdot f_i$
R_a	$= \frac{1}{n} (R_u - W_s) + W_s - W$
$q_d \cdot A_p$	= Daya dukung ujung tanah / End bearing (T)
$U \cdot \sum l_i \cdot f_i$	= Daya dukung lekatan tanah / <i>side friction</i> (T)
q_d	= daya dukung terpusat tiang bor (T)
A_p	= Luas penampang tiang (m^2)
U	= Panjang keliling tiang (m)
l_i	= Tebal lapisan tanah yang ditinjau (m)
f_i	= gaya geser pada selimut tiang cor
n	= tanah basir $N/2 \leq 12$ (T)
n	= tanah kohesif $N/2$ atau $C/2 \leq 12$ (T)
W_s	= Berat efektif tanah yang dipindahkan oleh tiang (ton)
W	= Berat efektif tiang dan tanah di dalam tiang (ton)

Data Perencanaan Tiang bor / bored pile :

$D_{\text{bored pile}}$	= 120 cm
	= 1,2m
A_p	= 1,130 m ²
U	= 3,768 m
n	= 2, untuk beban gempa
n	= 3, untuk beban tetap

Tabel 5. 13 Perhitungan daya dukung i jin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff Ø1,2 m – titik bor BH 96

Depth (m)	Tanah	N (SPT)	f_i (t/m ²)	l_i . tebal (t/m)	$U \cdot \Sigma l_i \cdot f_i$ (t/m)
0	S	0	0	0.00	0.00
-1	S	0	0	0.00	0.00
-2	S	51	12	12.00	45.22
-3	S	52	12	12.00	90.43
-4	S	51	12	12.00	135.65
-5	S	51	12	12.00	180.86
-6	S	51	12	12.00	226.08
-7	C	40	12	12.00	271.30
-8	C	29	12	12.00	316.51
-9	C	31	12	12.00	361.73
-10	C	51	12	12.00	406.94
-11	S	39	12	12.00	452.16
-12	C	51	12	12.00	497.38
-13	C	52	12	12.00	542.59
-14	C	51	12	12.00	587.81
-15	C	51	12	12.00	633.02
-16	C	51	12	12.00	678.24
-17	C	51	12	12.00	723.46
-18	C	51	12	12.00	768.67
-19	S	51	12	12.00	813.89

Lanjutan Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff Ø1,2 m – titik bor BH 96

Depth (m)	Qd (t/m ²)	A . Qd (t/m ²)	Ru (ton)	Ra = Ru / n	
				n = 2	n = 3
0	0.00	0.00	0.00	-1.81	-1.47
-1	0.00	0.00	-2.83	-3.22	-2.41
-2	300.00	339.12	378.68	187.53	124.76
-3	300.00	339.12	421.07	208.73	138.89
-4	300.00	339.12	463.46	229.92	153.02
-5	300.00	339.12	505.85	251.12	167.15
-6	300.00	339.12	548.24	272.31	181.28
-7	156.00	176.34	427.86	212.12	141.15
-8	113.10	127.85	421.75	209.07	139.11
-9	120.90	136.67	472.96	234.67	156.18
-10	198.90	224.84	603.52	299.95	199.70
-11	300.00	339.12	760.19	378.29	251.93
-12	198.90	224.84	688.30	342.34	227.96
-13	202.80	229.25	735.10	365.74	243.56
-14	198.90	224.84	773.08	384.73	256.22
-15	198.90	224.84	815.47	405.93	270.35
-16	198.90	224.84	857.86	427.12	284.48
-17	198.90	224.84	900.25	448.32	298.61
-18	198.90	224.84	942.64	469.51	312.74
-19	300.00	339.12	1099.31	547.85	364.97

Tabel 5. 14 Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff Ø1,2 m – titik bor BH 97

Depth (m)	Tanah	N (SPT)	fi (t/m ²)	li . tebal (t/m)	U .Σli . fi (t/m)
0	C	0	0	0.00	0.00
-1	C	0	0	0.00	0.00
-2	C	42	12	12.00	45.22
-3	S	27	12	12.00	90.43
-4	S	26	12	12.00	135.65
-5	S	24	12	12.00	180.86
-6	S	11	5.5	5.50	201.59
-7	C	14	7	7.00	227.96
-8	C	17	8.5	8.50	259.99
-9	S	20	10	10.00	297.67
-10	S	15	7.5	7.50	325.93
-11	S	19	9.5	9.50	361.73
-12	S	22	11	11.00	403.18
-13	C	51	12	12.00	448.39
-14	C	40	12	12.00	493.61
-15	S	51	12	12.00	538.82
-16	S	51	12	12.00	584.04
-17	S	46	12	12.00	629.26
-18	S	40	12	12.00	674.47
-19	C	18	9	9.00	708.38
-20	C	33	12	12.00	753.60
-21	C	51	12	12.00	798.82
-22	C	51	12	12.00	844.03
-23	C	51	12	12.00	889.25
-24	C	51	12	12.00	934.46
-25	C	51	12	12.00	979.68
-26	S	51	12	12.00	1024.90
-27	S	51	12	96.00	1070.11

Lanjutan Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff Ø1,2 m – titik bor BH 97

Depth (m)	Qd (t/m ²)	A . Qd (t/m ²)	Ru (ton)	Ra = Ru / n	
				n = 2	n = 3
0	0.00	0.00	0.00	-1.81	-1.47
-1	0.00	0.00	-2.83	-3.22	-2.41
-2	163.80	185.16	224.72	110.55	73.44
-3	270.00	305.21	387.16	191.77	127.58
-4	255.00	288.25	412.60	204.49	136.06
-5	240.00	271.30	438.03	217.21	144.54
-6	110.00	124.34	308.98	152.68	101.52
-7	54.60	61.72	269.90	133.14	88.50
-8	66.30	74.95	312.33	154.36	102.64
-9	200.00	226.08	498.32	247.35	164.64
-10	150.00	169.56	467.23	231.81	154.27
-11	190.00	214.78	545.42	270.90	180.34
-12	220.00	248.69	617.95	307.17	204.51
-13	198.90	224.84	636.49	316.44	210.69
-14	156.00	176.34	630.39	313.38	208.66
-15	300.00	339.12	835.55	415.97	277.05
-16	300.00	339.12	877.94	437.16	291.18
-17	300.00	339.12	920.33	458.36	305.31
-18	300.00	339.12	962.72	479.55	319.44
-19	70.20	79.35	734.04	365.21	243.21
-20	128.70	145.48	842.56	419.47	279.38
-21	198.90	224.84	964.31	480.34	319.97
-22	198.90	224.84	1006.70	501.54	334.10
-23	198.90	224.84	1049.09	522.73	348.23
-24	198.90	224.84	1091.48	543.93	362.36
-25	198.90	224.84	1133.87	565.12	376.49
-26	300.00	339.12	1290.54	643.46	428.71
-27	300.00	339.12	1332.93	664.66	442.84

5.1.2.4 Perhitungan Efisiensi Tiang Bor

Untuk menghitung daya dukung tiang kelompok direncanakan konfigurasi dan keefisien. Efisiensi tiang kelompok dihitung dengan rumus Seiler Keeney :

$$E_g = \left(1 - \frac{36s (m + n - 2)}{(75s^2 - 7) (m + n - 1)} \right) + \frac{0,3}{m + n}$$

m = jumlah tiang dalam satu kolom (buah)

n = jumlah tiang dalam satu baris (buah)

s = jarak antar tiang tegak lurus sumbu x

$$E_g = \left(1 - \frac{36 \times 3 (8+3-2)}{(75 \times 3^2 - 7) (8+2-1)} \right) + \frac{0,3}{8+2}$$

$$E_g = \left(1 - \frac{111 (8)}{(688) (9)} \right) + \frac{0,3}{10}$$

$$E_g = 0,882$$

Daya dukung tiang	=	Eg x jumlah tiang x DDT
	=	0,882 x 8 x 299,95
	=	2117,17
Efisiensi tiang	>	Gaya vertikal
2117,17 kN	>	985,17 kN OK

5.1.2.5 Kontrol Kekuatan Tiang Bor

Tiang bor yang akan didesain harus memiliki kekuatan tiang yang bisa menahan gaya aksial P, momen serta geser pons. Selanjutnya dilakukan analisa dari tiang bor dengan spek beton tulangan dan diameter yang telah dipilih. Berikut spek yang dipakai :

- Diameter *Bored Pile* (D) = 1200 mm
- Decking beton (d') = 75 mm
- Mutu beton (fc') = 29 MPa
- Mutu tulangan (fy) = 390 MPa

5.1.2.5.1 Kontrol terhadap Gaya Aksial Vertikal

Daya dukung suatu tiang harus ditinjau berdasarkan kekuatan tanah tempat tiang bor yang akan di cor. Hasil daya dukung yang terendah adalah yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang

- Berdasarkan kekuatan bahan

Kekuatan tekan maximum tiang bor terhadap gaya aksial yang terjadi akibat struktur atas dan struktur bawah dihitung berdasarkan persamaan berikut

$$Pu \text{ bahan} = \frac{0,45 f_c' 10}{0,25 \pi D^2}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{0,45 \times 29 \times 10}{0,25 \pi 1200^2} \\
 &= 1475920 \text{ Kg} \\
 &= 1475,920 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Didapatkan kekuatan tekan maximum tiang bor sebesar 1475,9 Ton sedangkan gaya aksial terjadi yang diterima tiang bor sebesar 257,7 Ton untuk masing masing tiang bor abutmen kiri dan abutmen kanan.

- Berdasarkan daya dukung tanah

Berdasarkan analisa perhitungan daya dukung tanah (data SPT) dari perumusan *meyerhoff* dan *nakazawa* didapatkan besarnya daya dukung ijin tanah terhadap pondasi tiang bor diameter 1,2 m. Q ijin seperti yang ditabelkan berikut ini :

Tabel 5. 15 Resume Pijin tiang bor Ø1,2m

Data Tanah	P ijin beban sementara kN	P ijin beban tetap kN	Kedalaman (m)
BH 096	2999,52	1997,04	10
BH 097	3071,67	2045,15	12

5.1.3 Kontrol Stabilitas Abutmen

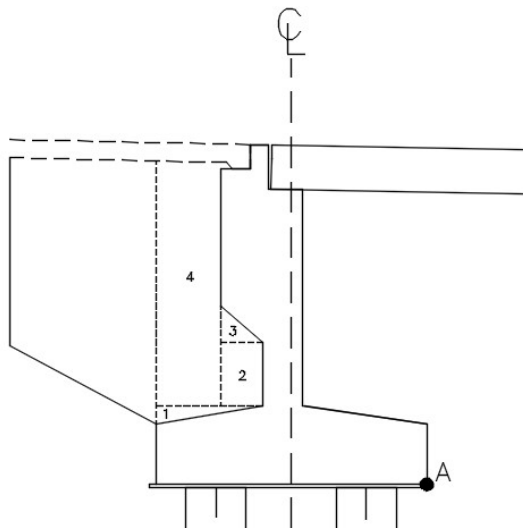
5.1.3.1 Kontrol Stabilitas Guling

Kontrol guling untuk mengetahui perbandingan besarnya gaya yang menahan abutmen dan yang mendorong / menggulingkan abutmen.

$$\frac{\Sigma \text{ Momen Penahan}}{\Sigma \text{ Momen Guling}} > 1,1$$

1. Momen penahan guling

Momen penahan merupakan jumlah total dari gaya bekerja untuk menahan abutmen agar tidak terjadi guling dan dikalikan dengan faktor ultimit dari gaya.



Gambar 5.10 Letak titik guling A pada abutment

Tabel 5. 15 Berat timbunan tanah diatas pilecap

Segmen	H m	B m	L m	Vol m ³	Berat kN
1	0.31	1.78	25.20	6.95	173.82
2	1.13	0.70	25.20	19.93	498.33
3	0.60	0.66	25.20	4.99	124.74
4	4.08	1.08	25.20	111.04	2776.03

Tabel 5. 16 Rekapitulasi momen penahan abutmen

Gaya Penahan	V	Lengan	Faktor	Momen
	kN	m	ultimit	kN.m
Bangunan Atas	3444.68	2.40	1.30	10747.39
Beban Abutmen	6953.98	3.35	1.30	30284.56
Beban Tanah poer 1	173.82	2.71	1.25	588.81
Beban Tanah poer 2	498.33	2.60	1.25	1619.57
Beban Tanah poer 3	124.74	2.68	1.25	417.88
Beban Tanah poer 4	2776.03	4.52	1.25	15684.58
Total				59342.78

2. Momen penyebab guling

Momen penyebab guling diambil dari beban tekanan tanah akibat beban rencana kendaraan (tanah timbunan setinggi 0,6 m) dan tekanan tanah aktif akibat timbunan.

Tabel 5. 17 Rekapitulasi momen guling

Gaya Guling	V	Lengan	Faktor	Momen
	kN	m	ultimit	kN.m
Bangunan Atas	5125.68	4	1.3	26653.54
Beban Abutmen	2413.341	3.35	1.3	10510.1
Total				37163.64

$$\frac{\Sigma \text{ Momen Penahan}}{\Sigma \text{ Momen Guling}} > 1,1$$

$$\frac{59342.8}{37163.6} > 1,1$$

$$1,59 > 1,1 \quad \text{OK}$$

5.1.3.2 Kontrol Stabilitas Geser

Kontrol geser abutmen dengan cara membandingkan besarnya gaya tahanan lateral ultimit dengan gaya lateral ultimit pada dinding abutment.

$$\frac{\Sigma \text{ Penahan Lateral}}{\Sigma \text{ Gaya Lateral}} > 1,1$$

1. Tahanan lateral ultimate

Berat Sendiri Abutmen (P)	= 6953.98 kN
Sudut Geser Tanah (ϕ)	= 30°
Nilai Kohesi Tanah (Cu)	= 5 kPa
Nilai Kohesi Tanah Reduksi (Cu')	= krc x 5
	= 0,7 x 5
	= 3,5 kPa = 3,5 kN.m
Luas bidang kontak efektif (Aef)	= B. eff x L. eff
	= 12,6 x 4,5
	= 56,7 m ²

Kondisi tanah di pondasi tiang pancang abutment merupakan tanah kohesif :

$$\begin{aligned} R_s &= 0,4 \times A_{\text{eff}} \times Cu' \\ &= 0,4 \times 56,7 \times 3,5 \\ &= 113,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kondisi tanah timbunan di belakang abutment merupakan tanah non kohesif :

$$\begin{aligned} R_s &= P \times \tan \phi \\ &= 6953,98 \text{ kN} \times 0,577 \\ &= 4014,88 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma \text{ Penahan Gaya Lateral} &= 113,4 + 4014,88 \\ &= 4128,28 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Gaya lateral ultimit

$$\begin{aligned} \text{Kedalaman Tiang (H)} &= 13 \text{ m} \\ \text{Berat jenis tanah (} \gamma_t \text{)} &= 18 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Sudut geser tanah (} \phi \text{)} &= 30^\circ \\ \text{Tan (} \phi \text{)} &= 0,557 \\ \text{Sudut geser tanah yang direduksi (} \phi' \text{)} &= \tan^{-1} (K_r \cdot \phi \times \phi) \\ &= 24,80 \end{aligned}$$

Kondisi tanah timbunan di belakang abutment merupakan tanah non kohesif :

$$\begin{aligned} K_a &= \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \\ &= \frac{1 - 0,42}{1 + 0,42} \\ &= \frac{0,58}{1,42} \\ &= 0,41 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_a &= \text{Tekanan lateral tanah non kohesif} \\ &= (0.5 \times \gamma_t \times H^2 \times K_a) \\ &= 861,21 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_a T &= \text{Tekanan tanah akibat lapisan 0,6} \\
 &= (\gamma_t \times H \times K_a) \\
 &= 4,42 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma \text{ Gaya lateral} &= 861,21 + 4,42 \\
 &= 865,63 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kondisi tanah di pondasi tiang pancang abutment merupakan tanah kohesif :

$$\begin{aligned}
 P_T &= (\gamma_t \times H) - (2 C_u) \\
 &= 234 - 7 \\
 &= 927 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{\Sigma \text{ Penahan Lateral}}{\Sigma \text{ Gaya Lateral}} &> 1,1 \\
 \frac{4128,3}{1092,63} &> 1,1 \\
 3,7 &> 1,1 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

5.1.4 Perhitungan Tiang Bor (*Bored Pile*)

Perhitungan analisis bored pile berdasarkan beban dalam keadaan batas (ultimit). Beban yang dihitung berasal dari gaya aksial maksimum yang didapatkan dari beban tetap dan gaya horizontal berupa gaya rem, tekanan tanah aktif, tekanan tanah dinamis, gempa bangunan bawah dan atas dan beban angin.

5.1.4.1 Analisis gaya dan momen bored pile

Tabel 5. 18 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer Abutment

NO	URAIAN	V	Hx	Hy	X	y	z	Mx	My
		Ton	Ton	Ton	m	m	m	Ton	m
I	Beban Tetap								
	Struktur Bangunan Atas	172.234							
	Struktur Abutment	695.398			1.385			962.822	
	Tek tanah aktif 1		512.568				2.825	1448.005	
	Tek tanah aktif 2		241.334				1.883	454.513	
II	Beban Hidup								
	BTR + BGT	117.538							
	Beban Rem		16.000				5.650	90.400	
	Beban Angin			0.299			5.650		1.688
III	Aksi lain (Gempa)								
	Eq Struktur Bangunan Atas		120.564	120.564			5.650	681.184	681.184
	Eq Abutment		701.087	701.087			2.825	1980.570	1980.570
	Eq Tek tanah dinamis		246.387				2.825	696.045	

1. Gaya akasial (P)

Kombinasi yang dipakai untuk kekuatan pondasi adalah :

- Kombinasi 1 ($D + L + Ta$)

Vu	=	985.169	Ton
Hx	=	753.902	Ton
Hy	=	0.000	Ton
Mx	=	2865.339	Ton.m
My	=	0.000	Ton.m

- Kombinasi 2 ($D + L + Ta + TB$)

Vu	=	985.169	Ton
Hx	=	769.902	Ton
Hy	=	0.000	Ton
Mx	=	2955.739	Ton.m
My	=	0.000	Ton.m

- Kombinasi 3 ($D + L + Ta + TB + TEW$)

Vu	=	985.169	Ton
Hx	=	769.902	Ton
Hy	=	0.299	Ton
Mx	=	1377.229	Ton.m
My	=	1.688	Ton.m

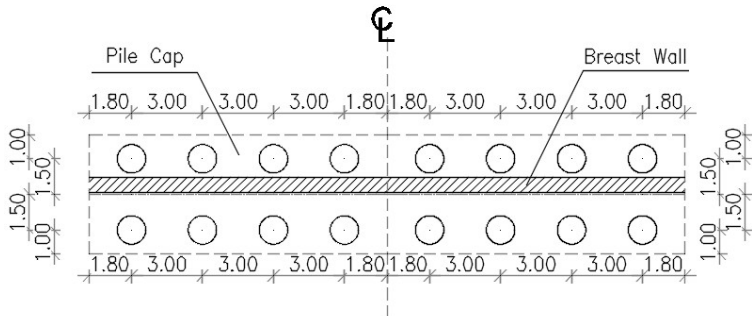
- Kombinasi 4 ($D + Ex + 30\%Ey + Taq$)

Vu	=	867.631	Ton
Hx	=	1068.038	Ton
Hy	=	246.495	Ton
Mx	=	3357.799	Ton.m
My	=	798.526	Ton.m

- Kombinasi 5 ($D + 30\%Ex + Ey + Taq$)

Vu	=	867.631	Ton
Hx	=	320.411	Ton
Hy	=	821.650	Ton
Mx	=	1007.340	Ton.m
My	=	2661.775	Ton.m

Konfigurasi Bored pile untuk Abt kiri dan Abt kanan:



Gambar 5.11 Konfigurasi Bored Pile abutment

x = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)

= 1,5 m

y = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

= 3,0 m

n = jumlah tiang

= 16

Dari kombinasi dan konfigurasi diatas, maka daya dukung per tiang dapat dihitung dengan rumus :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_x \cdot x}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_y \cdot y}{\Sigma y^2}$$

- P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang (T)
 V = Total gaya aksial (T)
 N = Jumlah tiang pancang (buah)
 M_x = Momen sumbu x (T.m)
 M_y = Momen sumbu y (T.m)
 y = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)
 x = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

Tabel 5. 19 Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang

No	x m	y m	x^2 m	y^2 m	Komb. 1 Ton	Komb. 2 Ton	Komb. 3 Ton
1	1.5	-4.50	2.25	20.25	180.96	184.73	118.92
2	1.5	-1.5	2.25	2.25	180.96	184.73	118.94
3	1.5	1.5	2.25	2.25	180.96	184.73	118.97
4	1.5	4.5	2.25	20.25	180.96	184.73	119.00
5	1.5	-4.50	2.25	20.25	180.96	184.73	118.92
6	1.5	-1.50	2.25	2.25	180.96	184.73	118.94
7	1.5	1.50	2.25	2.25	180.96	184.73	118.97
8	1.5	4.50	2.25	20.25	180.96	184.73	119.00
9	-1.5	-4.50	2.25	20.25	-57.82	-61.58	4.15
10	-1.5	-1.50	2.25	2.25	-57.82	-61.58	4.17
11	-1.5	1.50	2.25	2.25	-57.82	-61.58	4.20
12	-1.5	4.50	2.25	20.25	-57.82	-61.58	4.23
13	-1.5	-4.50	2.25	20.25	-57.82	-61.58	4.15
14	-1.5	-1.50	2.25	2.25	-57.82	-61.58	4.17
15	-1.5	1.50	2.25	2.25	-57.82	-61.58	4.20
16	-1.5	4.50	2.25	20.25	-57.82	-61.58	4.23
			36	180.00			

Lanjutan Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang

No	x m	y m	x ² m	y ² m	Komb. 4 Ton	Komb. 5 Ton
1	1.5	-4.50	2.25	20.2500	174.17	29.66
2	1.5	-1.5	2.25	2.2500	187.48	74.02
3	1.5	1.5	2.25	2.2500	200.79	118.38
4	1.5	4.5	2.25	20.2500	214.10	162.74
5	1.5	-4.50	2.25	20.2500	174.17	29.66
6	1.5	-1.50	2.25	2.2500	187.48	74.02
7	1.5	1.50	2.25	2.2500	200.79	118.38
8	1.5	4.50	2.25	20.2500	214.10	162.74
9	-1.5	-4.50	2.25	20.2500	-105.64	-54.29
10	-1.5	-1.50	2.25	2.2500	-92.34	-9.93
11	-1.5	1.50	2.25	2.2500	-79.03	34.44
12	-1.5	4.50	2.25	20.2500	-65.72	78.80
13	-1.5	-4.50	2.25	20.2500	-105.64	-54.29
14	-1.5	-1.50	2.25	2.2500	-92.34	-9.93
15	-1.5	1.50	2.25	2.2500	-79.03	34.44
16	-1.5	4.50	2.25	20.2500	-65.72	78.80
			36	180.000		

Dari perhitungan gaya aksial yang terjadi akibat 5 kombinasi beban pada 1 tiang bor (*bored pile*) didapatkan gaya aksial terbesar yang diterima adalah 2141,00 kN.

2. Gaya horizontal (V)

$$\begin{aligned}
 H_x &= \text{Beban Rem} + \text{Gempa Bang. Atas} + \text{Gempa} \\
 &\quad \text{Abutment} + \text{Tek. Tanah Dinamis Gempa} \\
 &= 16 + 120,56 + 1015,12 + 246,39 \\
 &= 13980,69 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_x &= \text{Beban Gempa Struktur Atas} + \text{Gempa Abutmen} \\
 &\quad + \text{Beban Angin} \\
 &= 120,6 + 1015,12 + 0,29 \\
 &= 18014,01 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Resultan gaya horizontal

$$\begin{aligned}
 H &= \sqrt{H_x^2 + H_y^2} \\
 &= \sqrt{13980,69^2 + 18014,01^2} \\
 &= 18014,02 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3. Momen tiang bor (M)

k = Koefisien reaksi lapisan tanah dibawah permukaan dalam arah vertikal (kg/m³)

D = Diameter tiang (cm)

δa = Besarnya pergeseran normal (cm) = 1 cm

y = Besarnya pergeseran yang akan dicari (cm) = 1 cm

E = 25310,28

I = 10507107,3

$$\begin{aligned} k &= 0,2 \times E_o \times D^{-3/4} \times y^{-1/2} \\ &= 0,2 \times 28 \times 41,3 \times 120^{-3/4} \times 1^{-1/2} \\ &= 8,77 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \beta &= \left(\frac{k \times D}{4 \times EI} \right)^{0,25} \\ &= \left(\frac{8,77 \times 120}{4 \times 25310,28 \times 10507107,3} \right)^{0,25} \\ &= 0,0032 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= 0,2079 \frac{H}{2\beta} \\ &= 0,2079 \frac{18014,02}{2 \times 0,0032} \\ &= 16987066,39 \text{ kg.cm} \\ &= 1698,7066 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

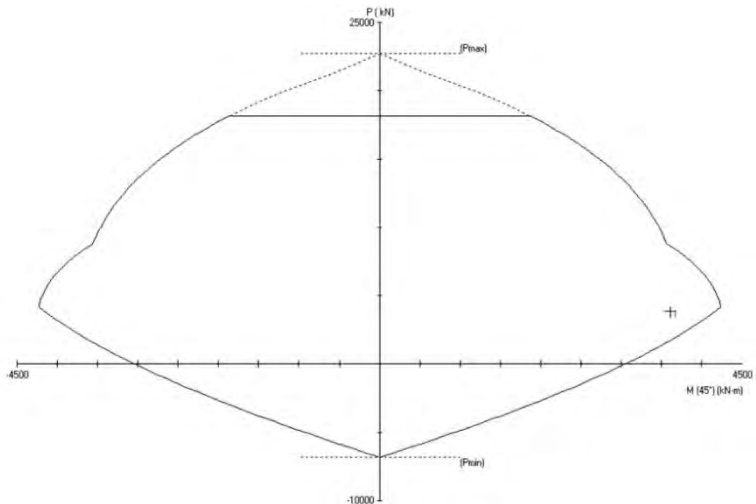
5.1.4.2 Perhitungan penulangan bored pile

- *Penulangan lentur*

Rekapitulasi gaya pada bored pile :

P	= 2557,16	kN
V	= 1124,8	kN
M	= 1698,71	kN.m
k	= 1,5	
P _u	= 3365,7	kN
V _u	= 1688,8	kN
M _u	= 2548,1	kN.m
f _c '	= 29	MPa
D	= 1200	mm
L	= 13000	mm
d'	= 75	mm
d	= 1125	mm
f _y	= 390	MPa

dilakukan input gaya dan spek yang dipakai untuk tiang bor pada program pcaCol, sehingga didapatkan grafik pada gambar berikut :



Gambar 5.12 grafik hasil input pCacol, hubungan antara momen dan gaya aksial

Tulangan pakai : 30 D 29 ($A_s = 19350\text{mm}^2$) dengan rasio tulangan 1,71 %

- Penulangan geser

Cek kekuatan geser beton

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d \\ &= \frac{1}{6} \sqrt{29} 1200 \times 13000 \\ &= 14420444 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \min &= \frac{B \cdot D}{3} \\
 &= \frac{1350000}{3} \\
 &= 450000 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $1688814.4 < 5047155.565$ ok
2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $5047155.565 > 1688814.4 < 10094311.13$ not ok
3. $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_s \min)$
 $10094311.13 > 1688814.4 < 10409311.13$ not ok
4. $\phi (V_c + V_s \min) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $10409311.13 > 1688814.4 < 11957876.26$ not ok
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 $11957876.26 > 1688814.4 < 13821441.39$ not ok

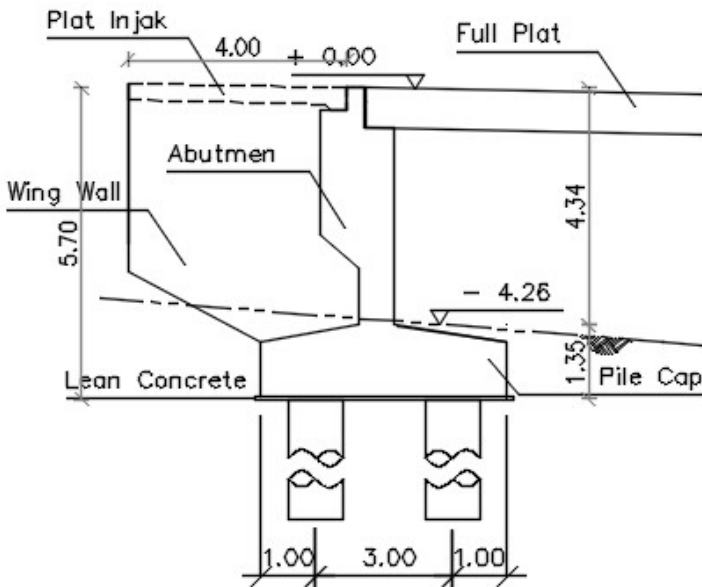
Didapatkan dari perhitungan diatas masuk pada kondisi 1

Maka dipasang tulangan geser praktis Ø 14 – 150

5.1.5 Perhitungan Poer (Pile Cap)

Perhitungan analisis pile cap berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimit). Beban yang dihitung dari beban P yang terjadi pada tiang pancang, berikut dibawah ini analisis perencanaan pile cap.

5.1.5.1 Analisis gaya dan momen poer



Gambar 5.13 Beban pada Poer Abutmen

Tabel 5. 20 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer Abutment

NO	URAIAN	V	Hx	Hy	X	y	z	Mx	My
		Ton	Ton	Ton	m	m	m	Ton	m
I	Beban Tetap								
	Struktur Bangunan Atas	172.234							
	Struktur Abutment	695.398			1.385			962.822	
	Tek tanah aktif 1		512.568				2.825	1448.005	
	Tek tanah aktif 2		241.334				1.885	454.513	
II	Beban Hidup								
	BTR + BGT	117.538							
	Beban Rem		16.000				5.650	90.400	
	Beban Anai			0.299			5.650		1.688
III	Aksi lain (Gempa)								
	Eq Struktur Bangunan Atas		120.564	120.564			5.650	681.184	681.184
	Eq Abutment		701.087	701.087			2.825	1980.570	1980.570
	Eq Tek tanah dinamis		246.387				2.825	696.045	

Kombinasi yang dipakai untuk kekuatan pondasi adalah :

- Kombinasi 1 (D + L + Ta)

$$\begin{aligned}
 V_u &= 985.169 && \text{Ton} \\
 H_x &= 753.902 && \text{Ton} \\
 H_y &= 0.000 && \text{Ton} \\
 M_x &= 2865.339 && \text{Ton.m} \\
 M_y &= 0.000 && \text{Ton.m}
 \end{aligned}$$

- Kombinasi 2 (D + L + Ta + TB)

$$\begin{aligned}
 V_u &= 985.169 && \text{Ton} \\
 H_x &= 769.902 && \text{Ton} \\
 H_y &= 0.000 && \text{Ton} \\
 M_x &= 2955.739 && \text{Ton.m} \\
 M_y &= 0.000 && \text{Ton.m}
 \end{aligned}$$

- Kombinasi 3 ($D + L + Ta + TB + TEW$)

Vu	=	985.169	Ton
Hx	=	769.902	Ton
Hy	=	0.299	Ton
Mx	=	1377.229	Ton.m
My	=	1.688	Ton.m

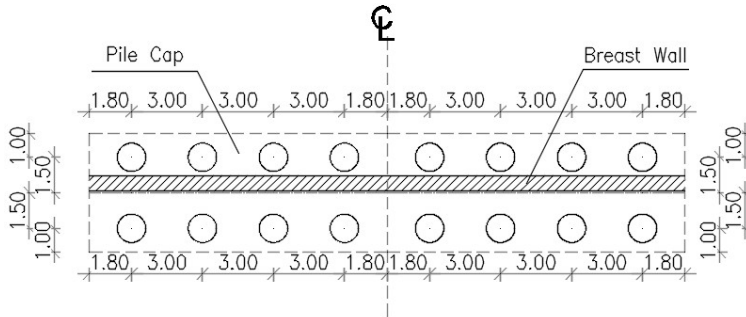
- Kombinasi 4 ($D + Ex + 30\%Ey + Taq$)

Vu	=	867.631	Ton
Hx	=	1382.069	Ton
Hy	=	340.705	Ton
Mx	=	4244.938	Ton.m
My	=	1064.668	Ton.m

- Kombinasi 5 ($D + 30\%Ex + Ey + Taq$)

Vu	=	867.631	Ton
Hx	=	414.621	Ton
Hy	=	1135.682	Ton
Mx	=	1273.481	Ton.m
My	=	3548.893	Ton.m

Konfigurasi Bored pile untuk Abt kiri dan Abt kanan:



Gambar 5.14 Konfigurasi Bored Pile abutment

x = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)

= 1,5 m

y = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

= 3,0 m

n = jumlah tiang

= 16

Dari kombinasi dan konfigurasi diatas, maka daya dukung per tiang dapat dihitung dengan rumus :

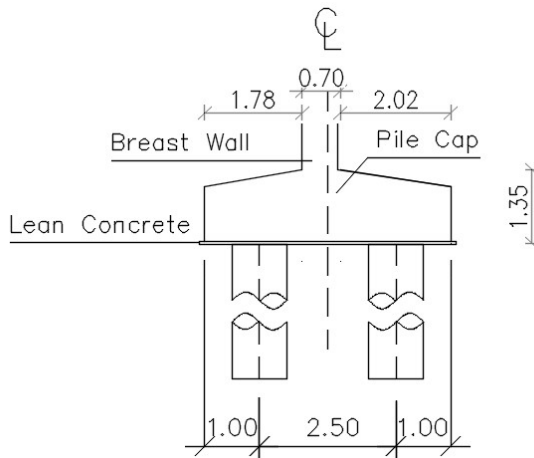
$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_x \cdot x}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_y \cdot y}{\Sigma y^2}$$

- P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang (T)
 V = Total gaya aksial (T)
 N = Jumlah tiang pancang (buah)
 M_x = Momen sumbu x (T.m)
 M_y = Momen sumbu y (T.m)
 y = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)
 x = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

Tabel 5. 21 Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang

No	x m	y m	x^2 m	y^2 m	Komb. 1 Ton	Komb. 2 Ton	Komb. 3 Ton
1	1.50	-4.50	2.25	20.25	329.10	188.87	313.09
2	1.50	-1.50	2.25	2.25	329.13	233.24	326.40
3	1.50	1.50	2.25	2.25	329.17	277.60	339.71
4	1.50	4.50	2.25	20.25	329.20	321.96	353.01
5	1.50	-4.50	2.25	20.25	329.10	188.87	313.09
6	1.50	-1.50	2.25	2.25	329.13	233.24	326.40
7	1.50	1.50	2.25	2.25	329.17	277.60	339.71
8	1.50	4.50	2.25	20.25	329.20	321.96	353.01
9	-1.50	-4.50	2.25	20.25	11.55	-39.98	-71.03
10	-1.50	-1.50	2.25	2.25	11.58	4.38	-57.73
11	-1.50	1.50	2.25	2.25	11.62	48.74	-44.42
12	-1.50	4.50	2.25	20.25	11.65	93.11	-31.11
13	-1.50	-4.50	2.25	20.25	11.55	-39.98	-71.03
14	-1.50	-1.50	2.25	2.25	11.58	4.38	-57.73
15	-1.50	1.50	2.25	2.25	11.62	48.74	-44.42
16	-1.50	4.50	2.25	20.25	11.65	93.11	-31.11
			36.00	180.00			

5.1.5.2 Perhitungan Gaya dan Momen pada poer



Gambar 5.15 Analisis Gaya dan Momen Poer

Tabel 5. 21 Perhitungan reaksi tiang bor

Tiang Bor	P Kom 1 kN	P Kom 2 kN	P Kom 3 kN
$\Sigma P1$	26332.01	20433.34	26644.10
$\Sigma P2$	463.95	1062.54	-2042.84

Tabel 5. 22 Perhitungan momen Poer

Tiang Bor	lengan	Momen		
		Kom 1	Kom 2	Kom3
$\Sigma P1$	1.25	32915.01	25541.67	33305.12
$\Sigma P2$	1.25	579.94	1328.17	-2553.55

Sehingga, untuk perencanaan penulangan poer dipakai hasil reaksi dari kombinasi 1 (D + L + Ta). Sehingga momen yang dipakai untuk perhitungan penulangan sebesar

$$Mu = 16570,50 \text{ kN.m}$$

$$Mu/m = 16570,50 / 25,2$$

$$= 653,08 \text{ kN.m/m}$$

5.1.5.3 Perhitungan penulangan poer

- *penulangan lentur*

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$f_y = 1200 \text{ mm}$$

$$d = 1250 \text{ mm}$$

$$h = 1300 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,8$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

- ***Tulangan utama***

$$M_u = 653,08 \text{ kN/m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{653,08}{0.8} = 816,34 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{816,34 \times 10^6}{1000 \times 1562500} = 0,522 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 30}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,034 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0.0036$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0,034 \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c} = \frac{390}{0.85 \times 30} = 15,29$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15.29} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 0,522}{390}} \right) \\ &= 0.0135 \end{aligned}$$

Cek nilai ρ

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0.0036 < 0.0135 < 0.025$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0135 \times 1000 \times 1250 \\ &= 4487,18 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D - 29

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 841 \\ &= 660,185 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{660,185 \times 1000}{2906.9} = 147,127 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D29 – 140 , ($A_s = 4715,6 \text{ mm}^2$)

- ***Tulangan Bagi***

Tulangan Bagi yang dipasang pada arah memanjang jembatan,
Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 0.5 \times A_s \\ &= 0.5 \times 4487,18 \\ &= 2243,59 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D - 19

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 361 \\ &= 283,39 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{283,39 \times 1000}{2243,59} = 126,3 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D19 – 120 , ($A_s = 2361,5 \text{ mm}^2$)

- ***Tulangan Tekan***

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0135 \times 1000 \times 1250 \\ &= 4487,18 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D - 29

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 841 \\ &= 660,185 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar b = 1000 mm

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{660,185 \times 1000}{2906.9} = 147,127 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan tekan D29 – 140 , ($A_s = 4715,6 \text{ mm}^2$)

- **Cek kekuatan geser pons**

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d \\ &= \frac{1}{6} \sqrt{30} 5068 \times 1250 \\ &= 5783037 \text{ N} \end{aligned}$$

$b = \text{kel. tiang bor} + h$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ min}} &= \frac{B \cdot D}{3} \\ &= \frac{1350000}{3} \\ &= 450000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{P \text{ maks}}{\phi} \\ &= \frac{13166}{0,7} \\ &= 18808,6 \text{ N} \end{aligned}$$

- **Penulangan geser**

$$\begin{aligned} f_c' &= 30 \text{ MPa} \\ f_y &= 1200 \text{ mm} \\ h &= 1300 \text{ mm} \\ b &= 1000 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d' &= 50 \text{ mm} \\ d &= 1250 \text{ mm} \\ \phi &= 0,8 \\ V_u &= 329,20 \text{ kN} \\ &= 329200 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d \\
 &= \frac{1}{6} \sqrt{30} 1000 \times 1250 \\
 &= 1141089 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ min} &= \frac{B \cdot D}{3} \\
 &= \frac{1250000}{3} \\
 &= 416667 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi geser

1. $V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$
 $329200 < 399381.03$ ok
2. $0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$
 $399381.03 > 329200 < 798762.063$ not ok
3. $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_s \text{ min})$
 $798762.063 > 329200 < 1090428.73$ not ok
4. $\phi (V_c + V_s \text{ min}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b w d)$
 $1090428.73 > 329200 < 2396286.189$ not ok
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b w d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b w d)$
 $2396286.189 > 329200 < 3993810.315$ not ok

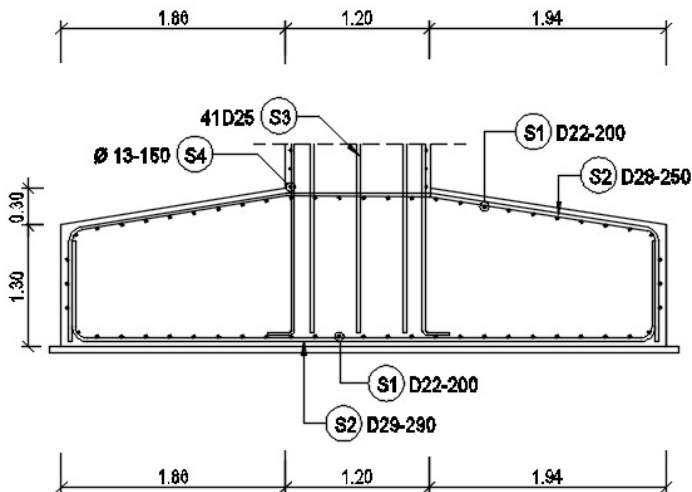
Didapatkan dari perhitungan diatas masuk pada kondisi 5
Maka direncanakan tulangan geser 6 kaki Ø 12 - 150

$$\begin{aligned} A_v &= 6 \times A_s & A_v \text{ min} &= D \times 500/3f_y \\ &= 6 \times 113,09 & &= 534,2 \quad \text{ok} \\ &= 678,58 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \times f_y \times D}{V_s \text{ min}} \\ &= \frac{678,58 \times 390 \times 1250}{416667} = 793,94 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S \text{ min} &= D/2 \\ &= 1250/2 \\ &= 625 \quad \text{ok} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan deser 6 kaki $\phi 12 - 500$



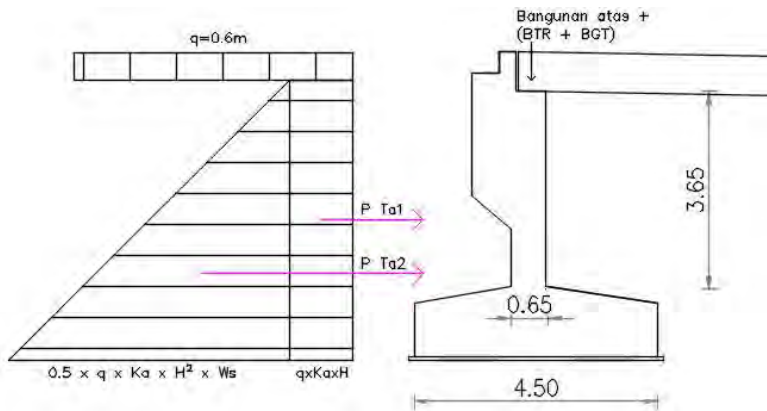
Gambar 5.16 penulangan pilecap abutmen

5.1.6 Perhitungan Dinding Abutmen

Perhitungan analisis dinding abutment berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimate). Berikut di bawah ini analisis perencanaan dinding abutment.

5.1.6.1 Analisis Pembebanan Dinding Abutmen

Analisis pembebanan dinding abutment ditunjukkan pada Gambar 5.16 dengan beban yang bekerja yaitu beban sendiri, beban tekanan tanah, beban rem dan beban gempa.



Gambar 5.17 Analisa pembebanan pada dinding abutmen

1. Berat sendiri

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times Wc \\ &= 3,64 \times 0,65 \times 2,5 \\ &= 59,15 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

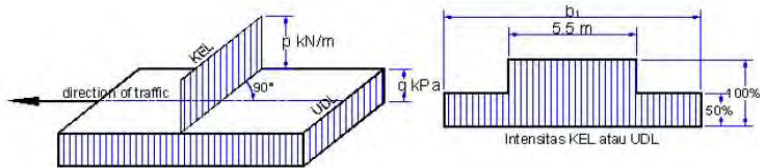
2. Berat korbel

$$\begin{aligned} q &= (H1+H2)/2 \times L \times Wc \\ &= 2,57 \times 0,7 \times 2,5 \\ &= 44,98 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3. Berat long stop

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times W_c \\ &= 0,4 \times 0,3 \times 2,5 \\ &= 3 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4. Beban hidup lali lintas



Gambar 5. 17 Asumsi Beban hidup Lalu - Lintas

Panjang bentang span kanan jembatan (L)	: 7,5
m	
Lebar perkerasan jembatan (b)	: 25,2
m	
Beban BGT (P_{BGT})	: 4,9
T/m	
Faktor beban dinamis ($1 + DLA$)	: 1,4
Beban BTR (q_{BTR})	: 0,9
T/m ²	

Total beban BTR dan BGT untuk span kiri 7,5 m

$$V_{BTR} = ((5,5 \times q_{BTR}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{BTR})) \times L$$

$$= ((5,5 \times 9) + ((25,2 - 5,5) \times 0,5 \times 9)) \times 7,5$$

$$= 71,43 \text{ Ton}$$

$$V_{BGT} = (5,5 \times (P_{BGT} \times (1 + DLA)) + (b - 5,5 \times (P_{BGT} \times (1 + DLA))))$$

$$\begin{aligned}
 &= (5,5 \times (49 \times (1 + 0,4)) + (25,2 - 5,5 \times (49 \times (1 + \text{DLA})))) \\
 &= 24,4 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

$$q_{\text{BTR}} = \frac{V_{\text{BTR}}}{B} = \frac{714,3}{25,2} = 28,3 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{BGT}} = \frac{V_{\text{BGT}}}{B} = \frac{244}{25,2} = 9,68 \text{ kN/m}$$

5. Beban $\frac{1}{2}$ struktur atas

$$q_{\text{Abt}} = \frac{V_{\text{Abt}}}{B} = \frac{344,7}{25,2} = 136,7 \text{ kN/m}$$

6. Beban tekanan tanah aktif

$$\text{Tinggi timbunan (H)} = 8,6 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis tanah (}\gamma\text{)} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut geser tanah (}\phi\text{)} = 30^\circ$$

$$\text{Koef tanah aktif (K}_a\text{)} = 0,33$$

$$q = 0,6 \times 18 = 10,8 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{Ta1}} = 10,8 \times 0,34 \times 7,07$$

$$= 20,34 \text{ kN/m}$$

$$P_{\text{Ta2}} = 0,5 \times 0,34 \times 1,8 \times 7,07$$

$$= 95,8 \text{ kN/m}$$

7. Beban tekanan tanah dinamis

$$\text{Tinggi Timbunan (H)} = 5,65 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis tanah (}\gamma\text{)} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut geser tanah (}\phi\text{)} = 30^\circ$$

$$\text{Koefisien tekanan tanah aktif (K}_a\text{)} = 0,33$$

$$\text{Koefisien gempa horizontal (K}_h\text{)} = 0,125$$

$$\text{Sudut geser tanah nominal (}\theta\text{)} = 7,125^\circ$$

$$\text{Koef. Tek. Tanah Dinamis (KAE)} = 0,34$$

$$\begin{aligned} E_{AE} &= \frac{\gamma_t \times H^2}{2} (1 - kv) K_{AE} \\ &= \frac{1,8 \times 5,65^2}{2} (1 - 0) 0,34 \\ &= 9,777 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

8. Beban gempa

Csm	=	1.04
R bang. Bawah	=	1
R bang. Atas	=	1
W set. Bang. Atas	=	3444.675 kN
Beban Sendiri Breast Wall	=	1490.58 kN
Berat Korbrel	=	1133.37 kN
Berat longitudinal stopper	=	75.6 kN

Beban Gempa Akibat Bang. Atas

$$Eq = \frac{C_{sm}}{R} W_t = \frac{0,7}{1} \times 3444,7 = 2411,3 \text{ kN}$$

$$q = \frac{Eq}{B} W_t = \frac{2411,3}{25,2} = 95,7 \text{ kN/m}$$

Beban Gempa Breast Wall

$$Eq = \frac{C_{sm}}{R} W_t = \frac{0,7}{1} \times 1490 = 1043,4 \text{ kN}$$

$$q = \frac{Eq}{B} W_t = \frac{1043,4}{25,2} = 41 \text{ kN/m}$$

Beban Gempa Korbel

$$Eq = \frac{C_{sm}}{R} W_t = \frac{0,7}{1} \times 1133,4 = 793,4 \text{ kN}$$

$$q = \frac{Eq}{B} W_t = \frac{793,4}{25,2} = 31,5 \text{ kN/m}$$

Beban Gempa Long Stopper

$$Eq = \frac{C_{sm}}{R} W_t = \frac{0,7}{1} \times 75,6 = 52,9 \text{ kN}$$

$$q = \frac{Eq}{B} W_t = \frac{52,9}{25,2} = 2,1 \text{ kN/m}$$

9. Beban rem

$$TB = 80 \text{ kN}$$

$$q = TB / B$$

$$= 80/25,2$$

$$= 3,17 \text{ kN/m}$$

5.1.6.2 Perhitungan Gaya dan Momen pada Dinding Abutmen

- Kombinasi 1 ($1.3D + 2L + 2Tb + 1.2Tew + 1.25Ta$)

Tabel 5. 23 Kombinasi 1 Dinding Abutmen

No	Aksi / beban	fak. Beban	Vu kN.m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kNm/m
1	Berat sendiri	1.30	139.2625		0.000	0
2	Berat korbel	1.30	58.4675		0.770	45.019975
3	Berat long stop	1.30	3.9		0.380	1.482
4	Ta 1	1.25		25.425	3.767	95.7675
5	Ta 2	1.25		119.7094	1.883	225.45266
6	BTR + BGT	2.00	76.061508		0.000	0
7	Beban rem	2.00		6.349206	0.000	0
	Total		277.69151	151.4836		367.72213

- Kombinasi 2 ($1,3D + 1EQ + 1Taq$)

Tabel 5. 24 Kombinasi 2 Dinding Abutmen

No	Aksi / beban	fak. Beban	Vu kN.m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kNm/m
1	Berat sendiri	1.30	139.2625		0.000	0
2	Gempa B. atas	1.00		95.68542	5.650	540.6226
3	Gempa Breast wall	1.00		41.405	3.140	130.0117
4	Gempa Korbel	1.00		31.4825	4.170	131.28203
5	Gempa Long Stop	1.00		2.1	5.510	11.571
6	Tek. T. Dinamis	1.00		97.773	2.825	276.20817
	Total		139.2625	268.4457		1089.6955

Untuk penulangan dinding abutment dipakai hasil reaksi dari Kombinasi 2 ($1,3D + 1EQ + 1Taq$). Momen yang dipakai untuk perencanaan penulangan dinding abutment sebesar : 1089,7 kN.m/m'

5.1.6.3 Perhitungan penulangan dinding abutmen

- *penulangan lentur*

f_c'	= 30	MPa	d'	= 50	mm
f_y	= 1200	mm	d	= 600	mm
h	= 650	mm	ϕ	= 0,8	
b	= 1000	mm			

- *Tulangan utama*

$$M_u = 1089,7 \text{ kN/m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1089,7}{0.8} = 1362,12 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{1362,12 \times 10^6}{1000 \times 3660000} = 2,748 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 30}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,034 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0.0036$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0,034 \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c} = \frac{390}{0.85 \times 30} = 15,29$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15.29} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.29 \times 2.784}{390}} \right)$$

$$= 0.0106$$

Cek nilai ρ

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0.0036 < 0.0106 < 0.025$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0135 \times 1000 \times 600 \\ &= 6332 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D - 29

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 841 \\ &= 660,185 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{660,185 \times 1000}{6632} = 104,26 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D29 – 125 , ($A_s = 5281,5 \text{ mm}^2$)

- ***Tulangan Bagi***

Tulangan Bagi yang dipasang pada arah memanjang jembatan,
Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 0.5 \times A_s \\ &= 0.5 \times 6332 \\ &= 3166 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D - 25

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 625 \\ &= 490.6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{283,39 \times 1000}{3166} = 154 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D25 – 150 , ($A_s = 3270 \text{ mm}^2$)

- ***Penulangan geser***

f_c'	= 30	MPa	d'	= 50	mm
f_y	= 1200	mm	d	= 1250	mm
h	= 1300	mm	ϕ	= 0,8	
b	= 1000	mm	V_u	= 277691,5	kN.m

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d \\
 &= \frac{1}{6} \sqrt{30} 1000 \times 1250 \\
 &= 1141089 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ min} &= \frac{B \cdot D}{3} \\
 &= \frac{1250000}{3} \\
 &= 416667 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi geser

$$\begin{array}{lll}
 1. & V_u & < 0.5 \times \phi \times V_c \\
 & 277691,5 & < 399381.03 \quad \text{ok}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{lll}
 2. & 0.5 \times \phi \times V_c & < V_u & < \phi \times V_c \\
 & 399381.03 & > 277691,5 & < 798762.06 \text{ not ok}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{lll}
 3. & \phi \times V_c & < V_u & < \phi (V_c + V_s \text{ min}) \\
 & 798762.06 & > 277691,5 & < 1090428.73 \text{ not ok}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{lll}
 4. & \phi (V_c + V_s \text{ min}) & < V_u & < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b w d) \\
 & 1090428.73 & > 277691,5 & < 2396286.189 \text{ not ok}
 \end{array}$$

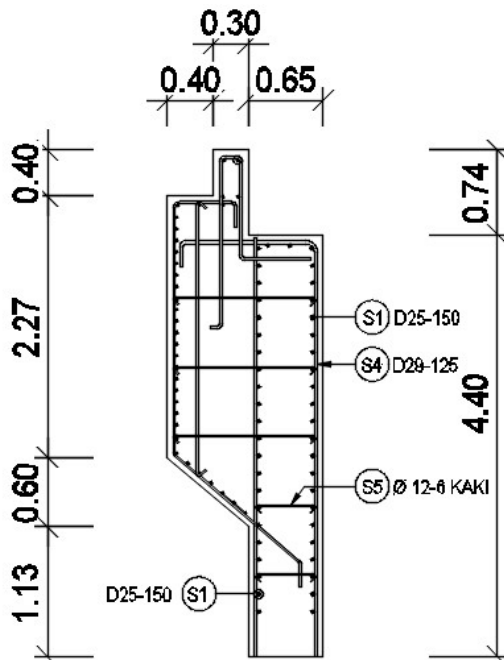
$$\begin{array}{lll}
 5. & \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b w d) & < V_u & < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b w d) \\
 & 2396286.189 & > 277691,5 & < 3993810.315 \text{ not ok}
 \end{array}$$

Didapatkan dari perhitungan diatas masuk pada kondisi 1
Maka direncanakan tulangan praktis geser Ø 12 - 500

$$\begin{aligned} A_v &= 6 \times A_s & A_v \text{ min} &= D \times 500 / 3f_y \\ &= 5 \times 113,09 & &= 534,2 \quad \text{ok} \\ &= 678,24 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \times f_y \times D}{V_s \text{ min}} \\ &= \frac{678,24 \times 390 \times 1250}{416667} = 793,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S \text{ min} &= D/2 \\ &= 1250/2 \\ &= 625 \quad \text{ok} \end{aligned}$$



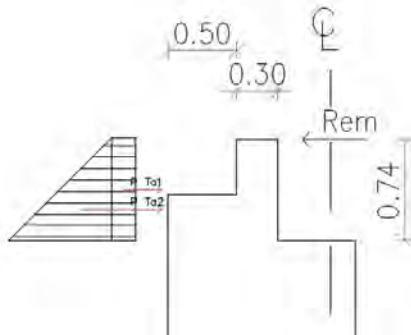
Gambar 5.18 penulangan pilecap breast wall

5.1.7 Perhitungan Longitudinal Stopper

Perhitungan analisis dinding abutment berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimate). Berikut di bawah ini analisis perencanaan longitudinal stopper.

5.1.7.1 Analisis Longitudinal Stopper

Analisis pembebanan long stopper ditunjukkan pada Gambar 5.18 dengan beban yang bekerja yaitu beban sendiri, beban tekanan tanah aktif, beban korbél, beban rem, beban tekanan tanah akibat gempa, dan beban gempa.



Gambar 5.19 Analisa pembebanan pada Long Stopper

1. Berat sendiri

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times W_c \\ &= 0,74 \times 0,3 \times 2,5 \\ &= 5,55 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Berat korbél

$$\begin{aligned} q &= (H_1 + H_2) / 2 \times L \times W_c \\ &= 2,57 \times 0,7 \times 2,5 \\ &= 44,98 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3. Beban tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi timbunan (H)} &= 0,74 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis tanah (} \gamma_t \text{)} &= 18 \text{ kN/m} \\
 \text{Sudut geser tanah (} \phi \text{)} &= 30^\circ \\
 \text{Koef tanah aktif (} K_a \text{)} &= 0,33 \text{ m} \\
 q &= 0,6 \times 18 = 10,8 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{Ta1} &= 10,8 \times 0,34 \times 0,74 \\
 &= 2,66 \text{ kN/m} \\
 P_{Ta2} &= 0,5 \times 0,34 \times 1,8 \times 0,74^2 \\
 &= 1,64 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

4. Beban tekanan tanah dinamis

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi Timbunan (H)} &= 0,74 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis tanah (} \gamma_t \text{)} &= 18 \text{ kN/m} \\
 \text{Sudut geser tanah (} \phi \text{)} &= 30^\circ \\
 \text{Koefisien tekanan tanah aktif (} K_a \text{)} &= 0,33 \\
 \text{Koefisien gempa horizontal (} K_h \text{)} &= 0,125 \\
 \text{Sudut geser tanah nominal (} \theta \text{)} &= 7,125^\circ \\
 \text{Koef. Tek. Tanah Dinamis (} K_{AE} \text{)} &= 0,34 \\
 E_{AE} &= \frac{\gamma_t \times H^2}{2} (1 - kv) K_{AE} \\
 &= \frac{1,8 \times 0,74^2}{2} (1 - 0) 0,34 \\
 &= 1,677 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5. Beban gempa

Csm	=	1.04
R bang. Bawah	=	1
R bang. Atas	=	1
W set. Bang. Atas	=	3444.675 kN
Beban Sendiri Long Stop	=	139,86 kN
Berat Korbel	=	1133,4 kN

Beban Gempa Akibat Bang. Atas

$$Eq = \frac{Csm}{R} Wt = \frac{0,7}{1} \times 3444,7 = 2411,3 \text{ kN}$$

$$q = \frac{Eq}{B} Wt = \frac{2411,3}{25,2} = 95,7 \text{ kN/m}$$

Beban Gempa Long Stop

$$Eq = \frac{Csm}{R} Wt = \frac{0,7}{1} \times 139,9 = 97,9 \text{ kN}$$

$$q = \frac{Eq}{B} Wt = \frac{97,9}{25,2} = 3,88 \text{ kN/m}$$

Beban Gempa Korbel

$$Eq = \frac{Csm}{R} Wt = \frac{0,7}{1} \times 1133,4 = 793,4 \text{ kN}$$

$$q = \frac{Eq}{B} Wt = \frac{793,4}{25,2} = 31,5 \text{ kN/m}$$

6. Beban rem

$$TB = 80 \text{ kN}$$

$$q = TB / B$$

$$= 80/25,2$$

$$= 3,17 \text{ kN/m}$$

5.1.7.2 Perhitungan Gaya dan Momen pada Long Stop

- Kombinasi 1 ($1.3D + 2L + 2Tb + 1.2Tew + 1.25Ta$)

Tabel 5. 25 Kombinasi 1 Long Stop

No	Aksi / beban	fak. Beban	Vu kN.m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kNm/m
1	Berat sendiri	1.30	65.6825		0.370	24.302525
3	Ta 1	1.25		3.33	0.370	1.2321
4	Ta 2	1.25		2.0535	0.247	0.50653
5	Berat long stop	1.30		3.174603	0.740	2.3492063
	Total		65.6825	8.558103		28.390361

- Kombinasi 2 ($1,3D + 1EQ + 1Taq$)

Tabel 5. 26 Kombinasi 2 Long Stop

No	Aksi / beban	fak. Beban	Vu kN.m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kNm/m
1	Berat sendiri	1.30	65.6825		0.370	24.302525
2	Beban Gempa	1.25		131.0529	0.740	96.979158
3	Tek tanah dinamis	1.25		1.677	0.370	0.6205637
	Total		65.6825	132.7301		121.90225

Untuk penulangan dinding abutment dipakai hasil reaksi dari Kombinasi 2 ($1,3D + 1EQ + 1Taq$). Momen yang dipakai untuk perencanaan penulangan dinding abutment sebesar :
121,9 kN.m/m'

5.1.7.3 Perhitungan penulangan Long Stop

- *penulangan lentur*

f_c'	= 30	MPa	d'	= 50	mm
f_y	= 1200	mm	d	= 600	mm
h	= 300	mm	ϕ	= 0,8	
b	= 1000	mm			

- *Tulangan utama*

$$M_u = 121,9 \text{ kN/m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{121,9}{0.8} = 152,38 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{152,38 \times 10^6}{1000 \times 62500} = 2,438 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 30}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,034 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0.0036$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0,034 \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c} = \frac{390}{0.85 \times 30} = 15,29$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15.29} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 2,438}{390}} \right)$$

$$= 0.0065$$

Cek nilai ρ

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0.0036 < 0.0065 < 0.025$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0135 \times 1000 \times 250 \\ &= 1645,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D - 29

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 841 \\ &= 660,185 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{660,185 \times 1000}{1645,7} = 401,15 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D29 – 400 , ($A_s = 1650,5 \text{ mm}^2$)

- ***Tulangan Bagi***

Tulangan Bagi yang dipasang pada arah memanjang jembatan,
Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 0.5 \times A_s \\ &= 0.5 \times 1645,7 \\ &= 822,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D - 19

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 361 \\ &= 283,39 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{283,39 \times 1000}{822,9} = 596 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D95 – 300 , ($A_s = 944 \text{ mm}^2$)

- Penulangan geser

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$f_y = 1200 \text{ mm}$$

$$d = 1250 \text{ mm}$$

$$h = 1300 \text{ mm}$$

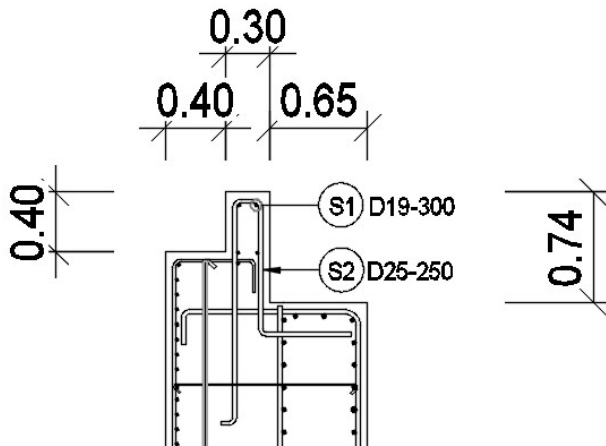
$$\phi = 0,8$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$V_u = 65682,5 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d \\ &= \frac{1}{6} \sqrt{30} 1000 \times 250 \\ &= 228217,7 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ min}} &= \frac{B \cdot D}{3} \\ &= \frac{250000}{3} \\ &= 83333,3 \text{ N} \end{aligned}$$



Gambar 5.20 penulangan long stop

Cek kondisi geser

1. V_u $< 0.5 \times \phi \times V_c$
 $65682,5$ < 79876.206 ok
2. $0.5 \times \phi \times V_c$ $< V_u$ $< \phi \times V_c$
 79876.206 $> 65682,5$ < 159752.412 not ok
3. $\phi \times V_c$ $< V_u$ $< \phi (V_c + V_s \text{ min})$
 159752.412 $> 65682,5$ < 218085.745 not ok
4. $\phi (V_c + V_s \text{ min})$ $< V_u$ $< \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 218085.745 $> 65682,5$ < 479257.237 not ok
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$
 479257.237 $> 65682,5$ < 798762.06 not ok

Didapatkan dari perhitungan diatas masuk pada kondisi 1
Maka direncanakan tulangan praktis geser Ø 12 - 125

$$\begin{aligned} A_v &= 1 \times A_s & A_v \text{ min} &= D \times 500/3f_y \\ &= 1 \times 113,09 & &= 106,8 \quad \text{ok} \\ &= 113,09 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \times f_y \times D}{V_s \text{ min}} \\ &= \frac{113,09 \times 390 \times 250}{83333,3} = 132,3 \text{ mm} \end{aligned}$$

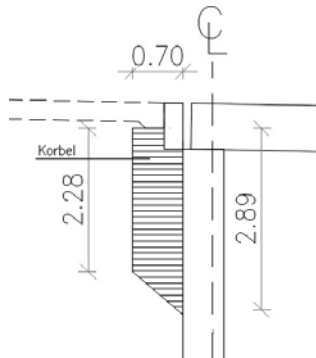
$$\begin{aligned} S \text{ min} &= D/2 \\ &= 250/2 \\ &= 125 \quad \text{ok} \end{aligned}$$

5.1.8 Perhitungan Korbrel

Perhitungan analisis dinding abutment berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimate). Berikut di bawah ini analisis perencanaan korbrel.

5.1.8.1 Analisis Korbrel

Analisis pembebanan long stopper ditunjukkan pada Gambar 5.19 dengan beban yang bekerja yaitu beban sendiri, beban tekanan tanah aktif, beban korbrel, beban rem, beban tekanan tanah akibat gempa, dan beban gempa.



Gambar 5.21 Analisa pembebanan pada Korbrel

1. Berat sendiri

$$\begin{aligned}
 q &= (H_1 + H_2) / 2 \times L \times W_c \\
 &= 3,25 \times 0,7 \times 25 \\
 &= 57 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Berat korbel

$$\begin{aligned}
 q_1 &= H \times L \times W_c \\
 &= 0,4 \times 0,4 \times 25 \\
 &= 4 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_2 &= H \times L \times W_c \\
 &= 0,3 \times 3,6 \times 25 \\
 &= 27 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q &= q_1 + q_2 \\
 &= 31 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

3. Berat aspal

$$\begin{aligned}
 q &= t_a \times L \times W_a \\
 &= 0,1 \times 4 \times 22 \\
 &= 8,8 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

4. Berat genangan air

$$\begin{aligned}
 q &= t_h \times L \times W_w \\
 &= 0,1 \times 4 \times 9,8 \\
 &= 3,92 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5. Berat UDL

$$\begin{aligned}
 q &= q_{UDL} \times L \\
 &= 9 \times 4 \\
 &= 36 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

5.1.8.2 Perhitungan Gaya dan Momen Korbel

Tabel 5. 27 Rekapitulasi pembebanan pada korbel

No	Aksi / beban	fak. Beban	Vu kN.m	Lengan m	Mx kNm/m
1	Berat sendiri	1.30	74.10699	1.435	106.3435
2	Berat plat injak	1.30	40.3	1.435	57.8305
3	Beban aspal	2.00	17.6	0.957	16.83733
4	Beban air hujan	2.00	7.84	0.638	5.000178
5	Beban UDL	2.00	72	2.870	206.64
	Total		211.847		392.6515

Sehingga momen yang digunakan untuk perhitungan penulangan plat injak adalah : 392,65 kN.m

5.1.8.3 Perhitungan penulangan dinding abutmen

- *penulangan lentur*

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 30 & \text{MPa} & & d' &= 50 & \text{mm} \\
 f_y &= 1200 & \text{mm} & & d &= 650 & \text{mm} \\
 h &= 700 & \text{mm} & & \phi &= 0,8 \\
 b &= 1000 & \text{mm} & & & &
 \end{aligned}$$

- *Tulangan utama*

$$M_u = 392,65 \text{ kN/m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{392,65}{0.8} = 490,81 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{490,81 \times 10^6}{1000 \times 422500} = 1,162 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85 \times 0.85 \times 30}{390} \times \frac{600}{600+390} = 0,034$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0.0036$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0,034 \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c} = \frac{390}{0.85 \times 30} = 15,29$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15.29} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 1,162}{390}} \right)$$

$$= 0.0031$$

Cek nilai ρ

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0.0036 < 0.0031 < 0.025$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0.0036 \times 1000 \times 650$$

$$= 2333,33 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan utama D - 19

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 361 \\ &= 283,39 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar b = 1000 mm

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{283,39 \times 1000}{2333,33} = 121,45 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D19 – 100 , ($A_s = 2833,9 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Bagi

Tulangan Bagi yang dipasang pada arah memanjang jembatan,
Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 0.5 \times A_s \\ &= 0.5 \times 2333,33 \\ &= 1166,67 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D - 19

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 361 \\ &= 283,39 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{283,39 \times 1000}{1166,67} = 596 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D19 – 200 , ($A_s = 1416,9 \text{ mm}^2$)

- Penulangan geser

f_c'	= 30	MPa	d'	= 50	mm
f_y	= 1200	mm	d	= 650	mm
h	= 700	mm	ϕ	= 0,8	
b	= 1000	mm	V_u	= 211847	kN.m

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d \\ &= \frac{1}{6} \sqrt{30} 1000 \times 650 \\ &= 593366 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ min} &= \frac{B \cdot D}{3} \\
 &= \frac{650000}{3} \\
 &= 216666,67 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi geser

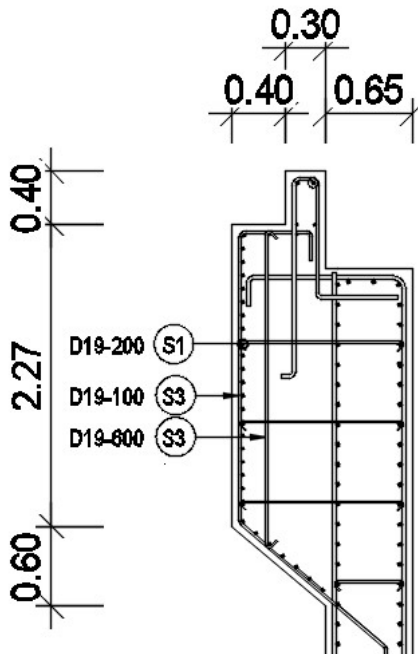
1. V_u $< 0.5 \times \phi \times V_c$
 211847 < 207678.136 ok
2. $0.5 \times \phi \times V_c$ $< V_u$ $< \phi \times V_c$
 207678.136 > 211847 < 415356.272 not ok
3. $\phi \times V_c$ $< V_u$ $< \phi (V_c + V_s \text{ min})$
 415356.272 > 211847 < 567022.939 not ok
4. $\phi (V_c + V_s \text{ min})$ $< V_u$ $< \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} \text{ bw } d)$
 567022.939 > 211847 < 1246068.818 not ok
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} \text{ bw } d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} \text{ bw } d)$
 1246068.818 > 211847 < 2076781.364 not ok

Didapatkan dari perhitungan diatas masuk pada kondisi 1
Maka direncanakan tulangan praktis geser 2 kaki Ø 19 - 600

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \times A_s & A_v \text{ min} &= 227,7 \\ &= 2 \times 283,6 & &= 227,7 & \text{ok} \\ &= 567,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \times f_y \times D}{V_s \text{ min}} \\ &= \frac{567,2 \times 390 \times 650}{216666,7} = 663,45 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S \text{ min} &= D/2 \\ &= 1250/2 \\ &= 625 & \text{ok} \end{aligned}$$



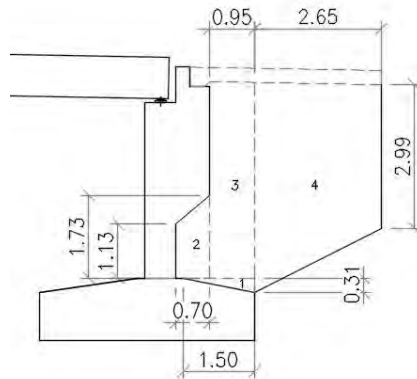
Gambar 5.22 penulangan korbel

5.1.9 Perhitungan Wing Wall

Perhitungan analisis dinding abutment berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimate). Berikut di bawah ini analisis wing wall.

5.1.9.1 Analisis Pembebanan Wing Wall

Analisis pembebanan wing wall ditunjukkan pada Gambar 5.20 dengan beban yang bekerja yaitu beban sendiri, beban tekanan tanah aktif, beban korbél, beban rem, beban tekanan tanah akibat gempa, dan beban gempa.



Gambar 5.23 Analisa pembebanan pada wing wall

1. Berat sendiri

Tabel 5. 28 Rekapitulasi berat wing wall

Bag	Vol m ³	Berat kN	L m	Fak beban	Mu kN.m
1	0.070	1.74375	0.46	1.3	1.043
2	0.300	7.5075	0.35	1.3	3.416
3	1.226	30.6375	0.43	1.3	17.126
4	2.914	72.841875	2.27	1.3	214.956
Total					236.541

2. Beban tekanan tanah aktif

$$\text{Tinggi timbunan (H)} = 5,65 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis tanah (}\gamma\text{t)} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut geser tanah (}\phi\text{)} = 30^\circ$$

$$\text{Koef tanah aktif (K}_a\text{)} = 0,33$$

$$q = 0,6 \times 18 = 10,8 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{Ta1} = 10,8 \times 0,34 \times 5,64$$

$$= 20,34 \text{ kN/m}$$

$$P_{Ta2} = 0,5 \times 0,34 \times 1,8 \times 5,65^2$$

$$= 95,77 \text{ kN/m}$$

Tabel 5. 29 Rekapitulasi momen wing wall

Bag	Gaya kN	L m	Fak beban	Mu kN.m
1	20.34	2.00	1.3	52.88
2	95.7675	2.67	1.3	331.99
Total				384.88

5.1.9.2 Analisis Gaya dan Momen pada Wing Wall

Rekapitulasi momen :

1. Momen akibat berat sendiri = 236,53 kNm
2. Momen akibat tekanan tanah aktif = 384,88 kN.m
= 621,41 kN.m

5.1.9.3 Perhitungan penulangan dinding abutmen

- penulangan lentur

f_c'	= 30	MPa	d'	= 30	mm
f_y	= 1200	mm	d	= 270	mm
h	= 300	mm	ϕ	= 0,8	
b	= 5650	mm			

- Tulangan utama

$$M_u = 621,41 \text{ kN/m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{621,41}{0.8} = 776,77 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{776,77 \times 10^6}{5560 \times 7290} = 1,886 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85 \times 0.85 \times 30}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,034$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0.0036$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0,034 \\ &= 0,025\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c} = \frac{390}{0.85 \times 30} = 15,29$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,29} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 1,886}{390}} \right)$$

$$= 0.005$$

Cek nilai ρ

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0.0036 < 0.005 < 0.025$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.005 \times 5650 \times 270 \\ &= 7671,8 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D - 22

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 484 \\ &= 379,94 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar $b = 1000 \text{ mm}$

$$S = \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}}$$

$$= \frac{379,9 \times 1000}{7671,81} = 279,8 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan utama D22 – 250 , ($A_s = 8586,6 \text{ mm}^2$)

- ***Tulangan Bagi***

Tulangan Bagi yang dipasang pada arah memanjang jembatan,
Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s' = 0.5 \times A_s$$

$$= 0.5 \times 7671,8$$

$$= 3835,9 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan utama D - 19

$$A_s = \rho \times \pi \times D^2$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times 361$$

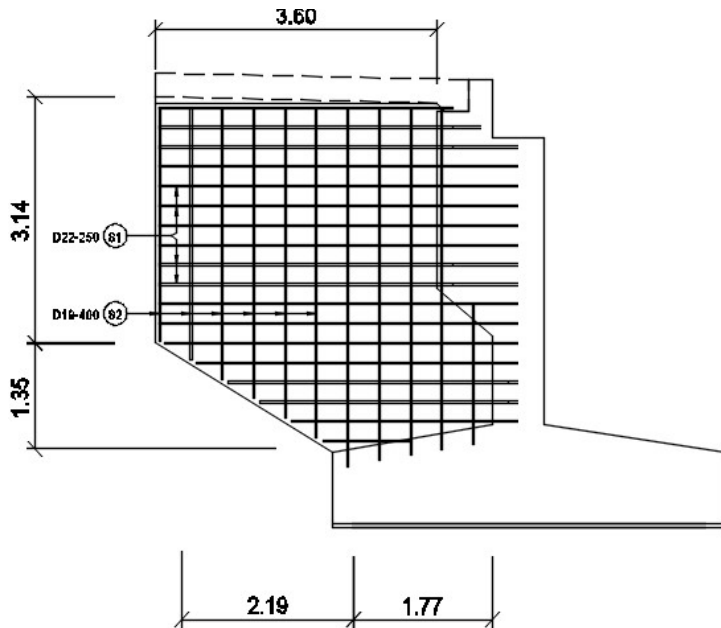
$$= 283,39 \text{ mm}^2$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar $b = 1000 \text{ mm}$

$$S = \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}}$$

$$= \frac{283,39 \times 1000}{3835,9} = 417,4 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan bagi D19 – 400 , ($A_s = 4002,8 \text{ mm}^2$)



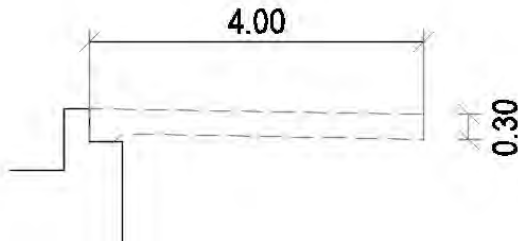
Gambar 5.24 penulangan wing wall

5.1.10 Perencanaan Plat Injak

Plat injak merupakan konstruksi yang terletak menempel pada abutment, dengan ditumpu pada satu sisi oleh korbels belakang abutment. Fungsi plat injak adalah mencegah terjadinya penurunan pada oprit jembatan.

5.1.10.1 Analisis Pembebanan Plat Injak

Plat injak di desain agar kuat menahan berat sendiri dan beban hidup lalu lintas yang lewat di atas plat injak



Gambar 5.25 Pembebanan pada Plat Injak Abutment

- Beban Mati

$$\begin{aligned}
 \text{Aspal} &= t \times W_a \times L \\
 &= 0.1 \text{ m} \times 2.2 \text{ t/m} \times 4 \text{ m} \\
 &= 0.88 \text{ t/m} \\
 \text{Pelat 1} &= t \times W_c \times L \\
 &= 0.4 \text{ m} \times 2.5 \text{ t/m} \times 0.4 \text{ m} \\
 &= 0.40 \text{ t/m} \\
 \text{Pelat 2} &= t \times W_c \times L \\
 &= 0.3 \text{ m} \times 2.5 \text{ t/m} \times 3.6 \text{ m} \\
 &= 2.70 \text{ t/m} \\
 \text{Air hujan} &= t \times W_w \times L \\
 &= 0.05 \text{ m} \times 0.98 \text{ t/m} \times 4 \text{ m} \\
 &= 0.08 \text{ t/m} \\
 \text{Total } q \text{ DL} &= 3.36 \text{ t/m} \\
 q_u \text{ DL} &= 3.36 \times 1.3
 \end{aligned}$$

$$= 4.76 \text{ t/m}$$

- Beban Hidup

$$\begin{aligned} \text{BTR} &= 0.9 \times L \\ &= 0.9 \times 4 \text{ m} \\ &= 3.6 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total } q \text{ LL} &= 3.60 \text{ t/m} \\ q_u \text{ LL} &= 3.60 \times 1.8 \\ &= 6.48 \text{ t/m} \end{aligned}$$

5.1.10.2 Perhitungan Gaya dan Momen Plat Injak

Perhitungan momen pada plat injak di modelkan dengan perletakan Sendi – Rol, sendi yang ditumpu oleh korbel belakang dan rol yang ditumpu oleh tanah timbunan

- Momen akibat beban mati

$$\begin{aligned} M_{DL} &= 1/8 \times q_u \text{ DL} \times L^2 \\ &= 1/8 \times 4.76 \text{ t/m} \times 16 \text{ m} \\ &= 9.51 \text{ t.m} \end{aligned}$$

- Momen akibat beban hidup

$$\begin{aligned} M_{LL} &= 1/8 \times q_u \text{ LL} \times L^2 \\ &= 1/8 \times 6.48 \text{ t/m} \times 16 \text{ m} \\ &= 12.96 \text{ t.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{total}} &= 9.51 + 12.96 \\ &= 22.47 \text{ t.m} \end{aligned}$$

5.1.10.3 Penulangan Pelat Injak

Mutu beton,	f_c'	=	30	MPa
Mutu baja tulangan,	f_y	=	390	MPa
Tebal plat,	t_s	=	300	mm
Selimut beton,	d'	=	30	mm
Tebal efektif,	d	=	270	mm
Lebar yang ditinjau,	b	=	1000	mm
Faktor reduksi lentur,	ϕ	=	0.8	

- ***Tulangan utama***

$$M_u = 224.7 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{224.7}{0.8} = 280.9 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{280.9 \times 10^6}{1000 \times 72900} = 3.85 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85 \times 0.85 \times 30}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0.034$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{390} = 0.0036$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.034 \\ &= 0.025 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c} = \frac{390}{0.85 \times 30} = 15.29$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15.29} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.29 \times 3.85}{390}} \right) \\ &= 0.011 \end{aligned}$$

Cek nilai ρ

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0.0036 < 0.011 < 0.02$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.011 \times 1000 \times 270 \\ &= 2906.9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D - 22

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 484 \\ &= 379.94 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\
 &= \frac{379.94 \times 1000}{2906.9} = 130.7 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D22 – 110 , ($A_s = 3799.4 \text{ mm}^2$)

- ***Tulangan Bagi***

Tulangan Bagi yang dipasang pada arah memanjang jembatan, Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 0.5 \times A_s \\
 &= 0.5 \times 2906.93 \\
 &= 1453.46 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

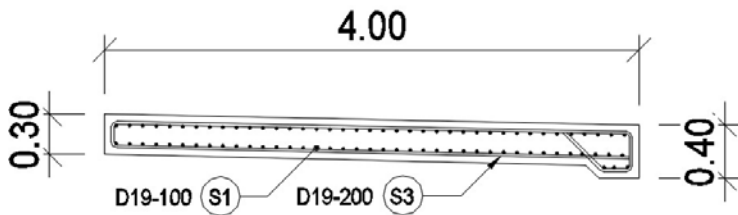
Direncanakan tulangan utama D - 19

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times \pi \times D^2 \\
 &= 0.25 \times 3.14 \times 361 \\
 &= 283,39 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\
 &= \frac{283,39 \times 1000}{1453,46} = 194,97 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D19 – 150 , ($A_s = 2833.9 \text{ mm}^2$)



Gambar 5.25 penulangan plat injak

5.2 Perencanaan Pilar

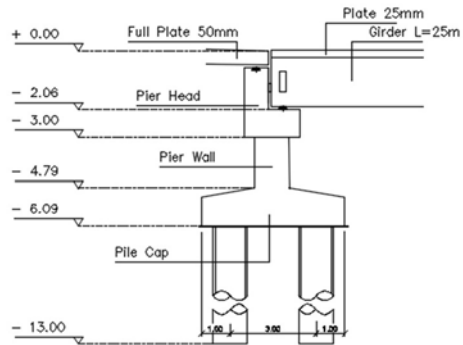
Pilar terdiri dari beberapa bagian, yaitu pondasi, pile cap (poer), kolom pilar, longitudinal stopper, lateral stopper, dan pier head. Penulangan pilar direncanakan dari analisis elemen – elemen pilar jembatan. Analisa pembebanan untuk pilar terdiri atas beban dari bangunan atas baik beban hidup maupun mati, beban mati pilar, beban rem, beban angin, beban tekanan tanah aktif, tekanan tanah dinamis akibat gempa serta beban gempa.

Pada jembatan ketonggo di direncanakan dengan menggunakan empat buah pilar, karena struktur jembatan ini simetris, maka yang direncanakan hanya dua buah pilar.

5.2.1 Desain Dimensi Pilar

Pada pilar satu mampu menahan setengah bentang dari beban full plat dan beban setengah bentang dari balok girder 24 m. Berikut ini adalah data-data perencanaan pilar satu .

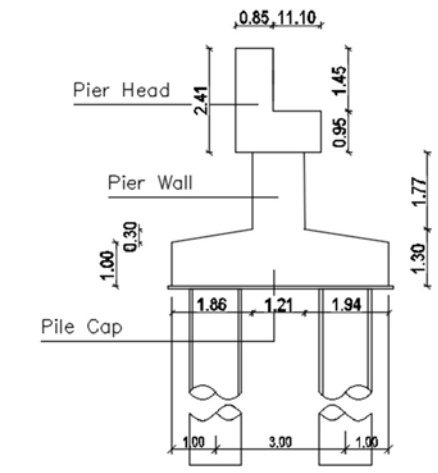
- Tinggi Pilar : 1,7 m
- Tebal Pilar : 1,2 m
- Panjang Pier Head : 25,2 m
- Panjang Pile Cap : 22,23 m
- Jenis Pondasi : Bored Pile



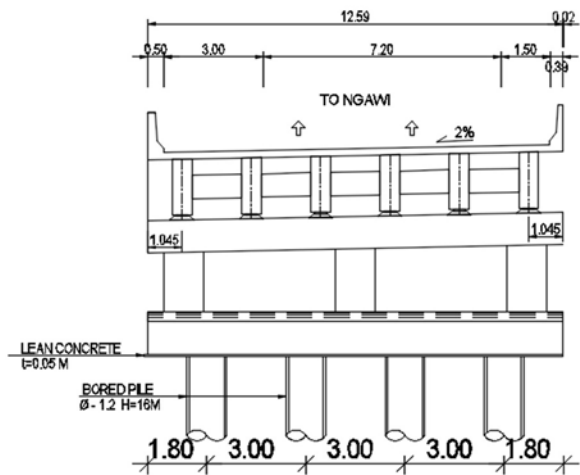
Gambar 5.1. Potongan Memanjang Pilar

5.2.2 Analisa Pembebanan Pada Pilar 1

1. Analisa Berat Sendiri dan titik berat Pilar 1



Gambar 5.2 Potongan Memanjang Pilar



Gambar 5.3 Potongongan Melintang Pier

Tabel 5.1 Analisa Beban sendiri dan Titik Berat Pada Pier

Berat Sendiri Struktur Atas							
Berat Headstock							
Parameter bagian				Berat (kN)	Lengan terhadap alas		Momen Statis
b (m)	h (m)	L (m)	Shape		y	(m)	kNm
0.85	1.350	12.60	1	361.4625	a-a/2	0.675	243.9871875
1.95	1	12.6	1	614.25	a-a/2	0.5	307.125
Letak titik berat terhadap alas			Yh	Mh/Wh	0.675		
Letak titik berat terhadap dasar pondasi			Zh	Yh+Lc+Ht	4		
Berat Pierwall				Jumlah	Berat	Lengan y (m)	
	1.2	1.70	$\pi/4 \cdot h^2$	6	288.252	0.85	245.0142
Letak titik berat terhadap alas				$Y_c = M_c/W_c$	0.85	m	
Letak titik berat terhadap dasar pondasi				$Z_c = Y_c + h_t$	2.15	m	
Luas Penampang Pier Wall				$A = 6 \cdot (B \cdot h + \pi/4 \cdot h^2)$	6.7824	m ²	
Lebar ekuivalen Pier wall				$B_c = A / h$	5.652	m	
Berat Pilecap				Berat (kN)			
1.86	0.3	12.60	0.5	87.885	$h_p + (h_t - h_p)/2$	0.45	39.54825
1.94	0.3	12.60	0.5	91.665	$h_p + (h_t - h_p)/3$	0.4	36.666
1.2	0.3	12.60	1	113.4	$h_p/2$	0.5	56.7
5	1.3	12.60	1	2047.5			
			Wp	2340.45		Mp	132.91425
Letak titik Berat Terhadap alas			Yp	Mp/Wp	0.05679004	m	
Letak titik Berat Terhadap dasar pondasi			Zp	Yp	0.05679004	m	

2. Analisa Beban Mati Bangunan Atas Pilar

Tabel 5.2 Rekapitulasi Berat sendiri Pier

Rekapitulasi Berat Sendiri Struktur Bawah		
HeadStock	Wh	975.7125
Pier Wall	Wc	288.252
Pile Cap	Wp	2340.45
Total Berat	PMS	3604.4145

Tabel 5.3 Beban Sendiri 1/2 Bentang Bangunan atas sisi kanan (QMS)

Berat Sendiri 1/2 Bentang Bangunan kanan Struktur Atas						
Beban	Volume				Berat Jenis	Berat (kN)
	b (m)	t (m)	L (m)	n		
Tebal Slab Lantai	12.500	0.25	24	1	25	1875
Tebal lapisan aspal + overlay	12.500	0.1	24	1	25	750
Girder	1.7	0.6	24	6	25	3672
Diafragma	0.71	0.24	1.5	25	25	159.75
Parrapet			1	24	25	342
Total berat sendiri						6798.75

Tabel 5.4 Beban Sendiri 1/2 Bentang Bangunan atas

Berat Sendiri 1/2 Bentang Bangunan kiri Struktur Atas						
Full Plat	12.6	0.5	7.5	2	25	2362.5
Parrapet				8.7	25	123.975
Tebal lapisan aspal + overlay	12.500	0.1	24	1	25	750
Total berat sendiri						2486.475

Tabel 5.5. Beban mati tambahan Bangunan atas (QMA)

Beban Mati Tambahan (MA)						
Air Hujan	12.500	0.05	24	2	9.8	294

3. Beban Lalu Lintas

Sesuai **RSNI T-02-2005 Pasal 6.3.1** beban lalu lintas “D” untuk rencana bangunan bawah jembatan jalan raya terdiri dari BTR dan BGT. Jumlah total pembebanan lajur “D” yang ditempatkan tergantung pada lebar jalan kendaraan jembatan. Perhitungan beban merata dan beban garis terpusat sebagai berikut :

Berdasarkan $L \text{ rencana} = 24 \text{ meter} < L = 30 \text{ meter}$ maka digunakan , $q = 9 \text{ Kpa}$ atau 9 kN/m^2 untuk beban BTR (q_{BTR}), $P = 49 \text{ kN/m}^2$ untuk Beban BGT (P_{BGT}), dan faktor dinamis ($1 + \text{DLA}$) = 1,4, maka Perhitungan P_{BGT} dan P_{BTR} dengan Lebar perkerasan = 14,549 m adalah :

- Beban BTR dan BGT untuk span kanan dan kiri 24 m :

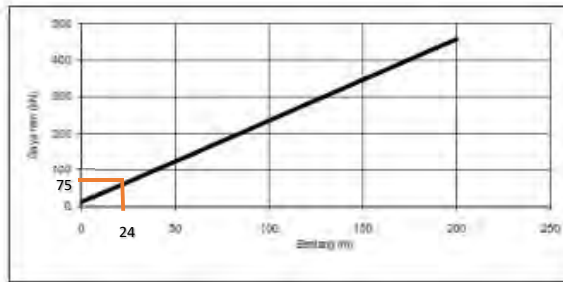
$$\begin{aligned} P_{\text{BTR}} &= (5,5 \times q_{\text{BTR}}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{\text{BTR}}) \times L \\ &= (5,5 \times 9 \text{ kN/m}^2) + ((25,2 \text{ m} - 5,5) \times 0,5 \times \\ &\quad 9 \text{ kN/m}^2) \times 24 \text{ m} \\ &= 1954,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{BGT}} &= (5,5 \times (P_{\text{BGT}} \times (1 + \text{DLA})) + (b - 5,5 \times (P_{\text{BGT}} \times \\ &\quad (1 + \text{DLA})))) \\ &= (5,5 \times (49 \text{ kN/m}^2 \times 1,4)) + (25,2 \text{ m} - 5,5 \times \\ &\quad (49 \text{ kN/m}^2 \times 1,4)) \\ &= 7,27 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total Beban hidup lalu lintas yaitu :

$$\begin{aligned} P_{\text{total}} &= P_{\text{BTR}} + P_{\text{BGT}} \\ &= 1954,8 \text{ kN} + 7,27 \text{ kN} \\ &= 1967,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Beban Rem



Gambar 5.4 Grafik Gaya Rem

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung pada total jembatan (L).

Hubungan antara besarnya gaya rem dan panjang total jembatan dilukiskan seperti pada Gambar 5.4 maka didapat persamaan berikut :

Untuk $L = 24$ m didapat Gaya rem = 75 kN , untuk 2 lajur lalu lintas maka Gaya Rem = $75 \times 2 = 150$ kN

- Lengan terhadap pondasi (Y_{tb})
 $= h_{\text{girder}} + h_{\text{head stock}} + h_{\text{pier wall}} + h_{\text{pile cap}}$
 $= 1,7 \text{ m} + 1,22 \text{ m} + 1,7 \text{ m} + 1,3 \text{ m}$
 $= 5,920 \text{ m}$
- Momen Pada pondasi akibat gaya rem (M_{TB})
 $= P_{TB} \times Y_{TB}$
 $= 150 \text{ kN} \times 5,920 \text{ m}$
 $= 888 \text{ kNm}$

- Lengan terhadap dasar kolom pier (Y' TB)
 $= L_c + a + hb$
 $= 1,7 + 1,22 + 1,7$
 $= 4,62 \text{ m}$
- Momen pada dasar kolom pier akibat gaya rem (M' TB)
 $= P \text{ TB} \times Y' \text{ TB}$
 $= 150 \text{ kN} \times 4,62 \text{ m}$
 $= 1295,25 \text{ kNm}$

5. Beban Angin

Gaya angin pada bangunan atas jembatan tergantung pada luas ekivalen yang di ambil sebagi luas padat jembatan dalam ekivalen proyeksi tegak lurus.gaya angin yang diperhitungkan berdasarkan RSNI T-02-2005 sebagai berikut :

$$T_{EW} = 0,006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$$

Keterangan :

C_w = Koefisien Seret, 1,25

V_w = Kecepatan angin Rencana (m/det)

Untuk mencari C_w dan V_w menggunakan tabel Pada **RSNI T-02-2005 Pasal 7.6 pada Tabel 27 dan Tabel 28,**

Tabel 5.6 Koefisien seret C_w

Tipe Jembatan	C_w
Bangunan atas masif: (1), (2)	
$b/d = 1,0$	2,1 (3)
$b/d = 2,0$	1,5 (3)
$b/d \geq 6,0$	1,25 (3)
Bangunan atas rangka	1,2

CATATAN (1) b = lebar keseluruhan jembatan dihitung dari sisi luar sandaran
 d = tinggi bangunan atas, termasuk tinggi bagian sandaran yang masif

CATATAN (2) Untuk harga antara dari b / d bisa diinterpolasi linier

CATATAN (3) Apabila bangunan atas mempunyai superelevasi, C_w harus dinaikkan sebesar 3 % untuk setiap derajat superelevasi, dengan kenaikan maksimum 2,5 %

Tabel 5.7 Kecepatan angin rencana V_w

Keadaan Batas	Lokasi	
	Sampai 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya layan	30 m/s	25 m/s
Ultimit	35 m/s	30 m/s

Didapatkan nilai dan data perencanaan sebagai berikut :

Koefisien Seret	C_w	= 1,25
Beban angin layan	V_w	= 25 m/s
Beban angin ultimit	V_w	= 30 m/s
Bentang Full Plat		= 7,5 m
Bentang span kanan		= 24 m
Lebar jembatan		= 25,2 m
Tinggi bidang samping atas	h_a	= 3,13 m

1. Beban angin struktur atas

a. Luas bidang samping jembatan ($Ab1$)

$$\begin{aligned}
 Ab1 &= L \times h_a \\
 &= 24 \text{ m} \times 3,13 \text{ m} \\
 &= 75,12 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

b. Beban angin pada struktur atas ($Tew1$)

• Keadaan layan

$$\begin{aligned}
 Tew1 &= 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times Ab1 \\
 &= 0,0006 \times 1,25 \times (25 \text{ m/s})^2 \times 75,12 \text{ m}^2 \\
 &= 35,213 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

• Keadaan ultimit

$$\begin{aligned}
 Tew1 &= 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times Ab1 \\
 &= 0,0006 \times 1,25 \times (30 \text{ m/s})^2 \times 75,12 \text{ m}^2 \\
 &= 50,706 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Lengan terhadap pondasi ($Yew1$)

$$\begin{aligned}
 Yew1 &= h \text{ pile cap} + h \text{ pier wall} + h \text{ pier head} + \\
 &\quad \frac{1}{2} h_a \\
 &= 1,3 \text{ m} + 1,7 \text{ m} + 1,22 \text{ m} + \frac{3,13}{2} \text{ m} \\
 &= 5,78 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- d. Momen pada pondasi akibat beban pada angin bangunan atas (Mew)

- Kondisi layan

$$\begin{aligned} \text{Mew} &= \text{Tewl} \times \text{Yewl} \\ &= 35,213 \text{ kN} \times 5,78 \text{ m} \\ &= 203,704 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Kondisi ultimit

$$\begin{aligned} \text{Mew} &= \text{Tewl} \times \text{Yewl} \\ &= 50,706 \text{ kN} \times 5,78 \text{ m} \\ &= 293,081 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- e. Lengan terhadap dasar pier wall (Y'ew)

$$\begin{aligned} \text{Y'ew} &= h \text{ pier wall} + h \text{ pier head} + \frac{1}{2} h_a \\ &= 1,7 \text{ m} + 1,22 \text{ m} + \frac{3,13}{2} \text{ m} \\ &= 4,485 \text{ m} \end{aligned}$$

- f. Momen pada pier wall akibat beban pada angin bangunan atas (M'ew)

- Kondisi layan

$$\begin{aligned} \text{M'ew} &= \text{Tewl} \times \text{Y'ew} \\ &= 35,213 \text{ kN} \times 4,485 \text{ m} \\ &= 157,928 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Kondisi ultimit

$$\begin{aligned} \text{M'ew} &= \text{Tewl} \times \text{Y'ew} \\ &= 50,706 \text{ kN} \times 4,485 \text{ m} \\ &= 227,416 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2. Beban angin pada struktur bawah

- a. Luas bidang samping jembatan (Ab2)

$$\begin{aligned} \text{Ab2} &= \text{jumlah pilar} \times b \text{ pier wall} \times (h \text{ pier head} \\ &\quad \times h \text{ pier wall}) \\ &= 6 \times 1,2 \text{ m} \times (1,22 \text{ m} \times 1,7 \text{ m}) \\ &= 14,933 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- b. Beban angin pada struktur bawah (T_{ew2})
- Keadaan layan

$$T_{ew2} = 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_{b2}$$

$$= 0,0006 \times 1,25 \times (25 \text{ m/s})^2 \times 14,933 \text{ m}^2$$

$$= 6,999 \text{ kN}$$
 - Keadaan ultimit

$$T_{ew2} = 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_{b2}$$

$$= 0,0006 \times 1,25 \times (30 \text{ m/s})^2 \times 14,933 \text{ m}^2$$

$$= 10,080 \text{ kN}$$
- c. Lengan terhadap pondasi (Y_{ew2})
- $$Y_{ew2} = h_{\text{pile cap}} + \frac{h_{\text{pier wall}} + h_{\text{pier head}}}{2}$$
- $$= 1,3 \text{ m} + \frac{1,7 \text{ m} + 1,22 \text{ m}}{2}$$
- $$= 2,76 \text{ m}$$
- d. Momen pada pondasi akibat beban pada angin bangunan bawah (M_{ew})
- Keadaan layan

$$M_{ew} = T_{ew2} \times Y_{ew2}$$

$$= 6,999 \text{ kN} \times 2,76 \text{ m}$$

$$= 19,319 \text{ kNm}$$
 - Keadaan ultimit

$$M_{ew} = T_{ew2} \times Y_{ew2}$$

$$= 10,080 \text{ kN} \times 2,76 \text{ m}$$

$$= 27,827 \text{ kNm}$$
- e. Lengan terhadap dasar pier wall (Y'_{ew})
- $$Y'_{ew} = \frac{h_{\text{pier wall}} + h_{\text{pier head}}}{2}$$
- $$= \frac{1,7 + 1,22 \text{ m}}{2}$$
- $$= 1,46 \text{ m}$$

f. Momen pada pier wall akibat beban angin pada bangunan bawah (M'_{ew2})

- Kondisi layan

$$\begin{aligned} M'_{ew} &= T_{ew2} \times Y_{ew2} \\ &= 6,999 \text{ kN} \times 2,76 \text{ m} \\ &= 19,319 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Kondisi ultimit

$$\begin{aligned} M'_{ew} &= T_{ew2} \times Y_{ew2} \\ &= 10,080 \text{ kN} \times 2,76 \text{ m} \\ &= 27,827 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3. Rekapitulasi beban angin

a. Total beban angin

- Beban angin kondisi layan

$$\begin{aligned} T_{ew} &= T_{ew1} + T_{ew2} \\ &= 35,213 \text{ kN} + 6,999 \text{ kN} \\ &= 42,212 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Beban angin kondisi ultimit

$$\begin{aligned} T_{ew} &= T_{ew1} + T_{ew2} \\ &= 50,706 \text{ kN} + 10,080 \text{ kN} \\ &= 60,786 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Momen pada pondasi akibat beban angin

- Kondisi layan

$$\begin{aligned} M_{ew} &= M_{ew1} + M_{ew2} \\ &= 203,704 \text{ kNm} + 19,319 \text{ kNm} \\ &= 223,024 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Kondisi ultimit

$$\begin{aligned} M_{ew} &= M_{ew1} + M_{ew2} \\ &= 293,081 \text{ kNm} + 27,827 \text{ kNm} \\ &= 320,908 \text{ kNm} \end{aligned}$$

c. Momern pada pier wall akibat beban angin

- Kondisi layan

$$\begin{aligned} M'_{ew} &= M'_{ew1} + M'_{ew2} \\ &= 157,928 \text{ kNm} + 19,319 \text{ kNm} \\ &= 177,247 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Kondisi ultimit

$$\begin{aligned} M'_{ew} &= M'_{ew1} + M'_{ew2} \\ &= 227,416 \text{ kNm} + 27,827 \text{ kNm} \\ &= 255,243 \text{ kNm} \end{aligned}$$

6. Beban Gempa

Perencanaan ketahanan gempa merupakan bagian yang penting dalam rangka pembangunan konstruksi jembatan. Analisis beban gempa pada jembatan mengacu pada SNI Gempa 2833 – 2013. Beban gempa direncanakan dengan metode beban horisontal statis ekuivalen. Beban gempa bangunan atas yang masuk pada pilar direncanakan 50% dari span kiri dan span kanan.

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \quad (\text{SNI Gempa 2833-2013 pasal 5.1})$$

Keterangan :

E_Q = gaya gempa horizontal (kN)

C_{sm} = koefisien respons gempa elastis pada moda getar ke-m

R = faktor modifikasi respons

W_t = berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN)

- Penentuan kelas situs tanah berdasar data tanah menggunakan SPT, maka :

Tabel 5.8 Kelas Situs Tanah

$$\begin{aligned}\bar{N} &= \frac{\sum ti}{\sum n} \\ &= \frac{18}{0,406} \\ &= 44,33\end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas didapat nilai $\bar{N} = 44,33$ kemudian di plot pada tabel kelas situs maks didapat kelas situs = tanah sedang.

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/s)	\bar{N}	\bar{S}_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_u < 25$ kPa		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3 m) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m		

Catatan : N/A = tidak dapat digunakan

- Penentuan faktor amplikasi periode pendek dengan menggunakan **Peta Zona Gempa Indonesia 2010** sesuai daerah lokasi jembatan pada halaman 96, 97, dan 98.

Tabel 5.9 Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v)

Tabel 5.10 Faktor amplifikasi untuk periode 0,2 detik dan 0,5 detik F_{PG}/F_a

Kelas situs	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Tanah Sedang (SD)	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
Tanah Lunak (SE)	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

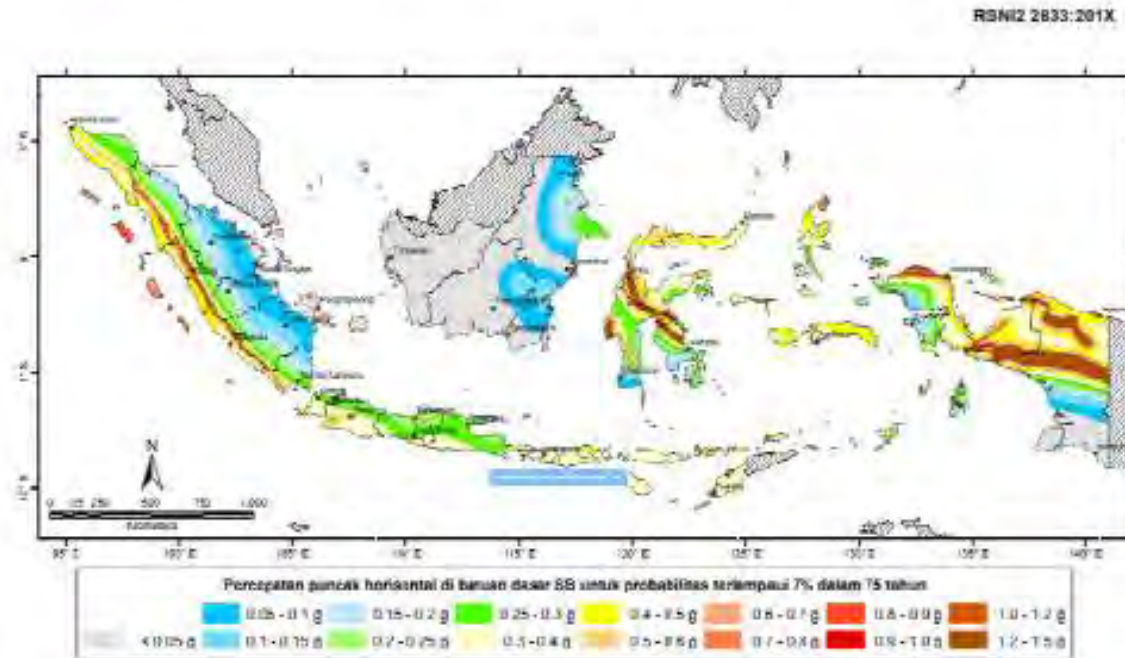
Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Maka didapat nilai F_{PG}/F_a adalah 2

Maka didapat nilai F_v adalah 1,4

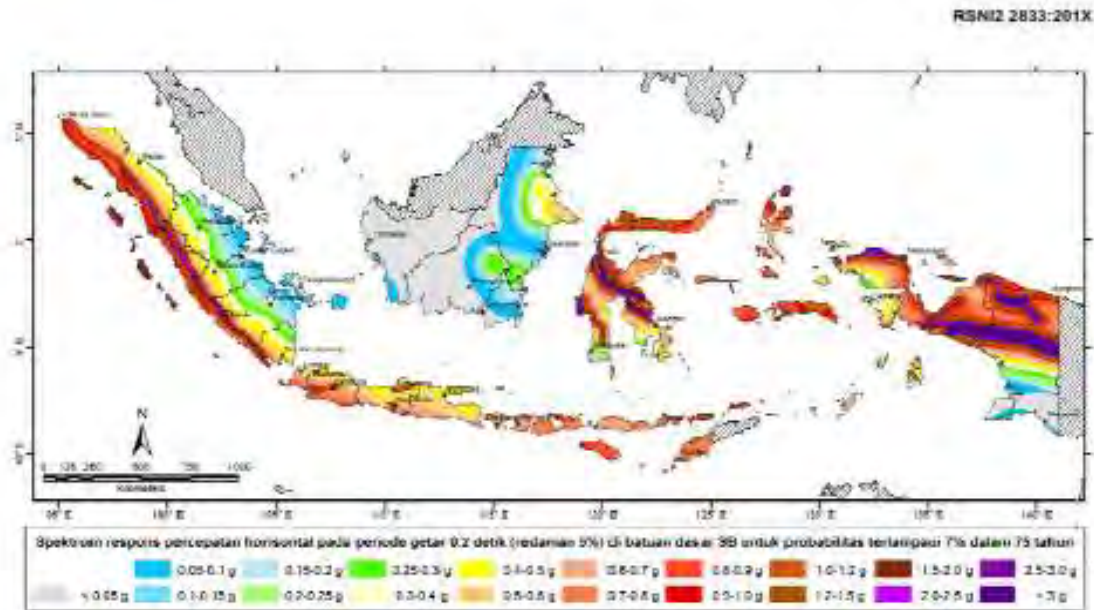
Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0,25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0,5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0,75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1,0$	$PGA \geq 0,5$ $S_s \geq 1,25$
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah Sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah Lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier



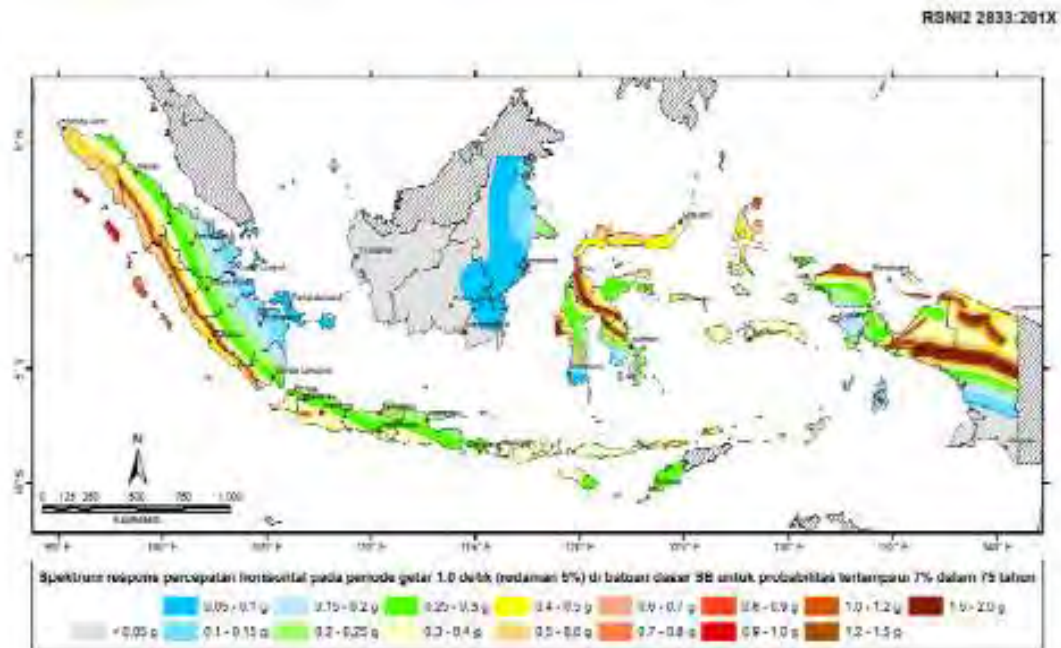
Gambar 4 - Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

Gambar 5.5 Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun



Gambar 5 - Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

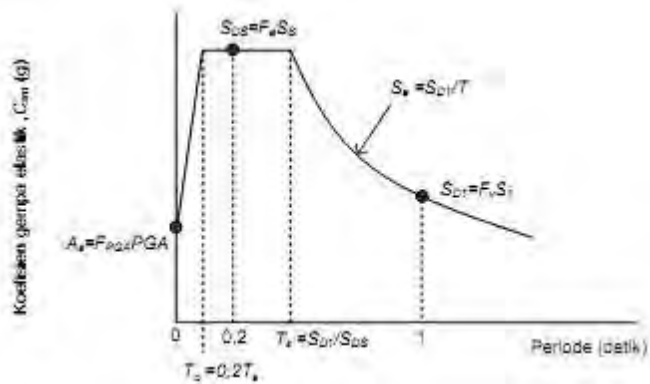
Gambar 5.6 Peta respon Spectra percepatan 0,2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun



Gambar 6 - Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

Gambar 5.7 Peta respons spektra percepatan 1 di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

- Menghitung respons spektra



gambar 5.8 Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah

$$\begin{aligned} A_s &= F_{PGA} \times PGA \\ &= 1,4 \times 0,2 \\ &= 0,25 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_a \times S_s \\ &= 1,4 \times 0,5 \\ &= 0,7 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= F_v \times S_1 \\ &= 2 \times 0,2 \\ &= 0,4 \end{aligned}$$

- Menentukan koefisien respons gempa elastis

$$T_s = \frac{SD1}{SDS} = \frac{0,4}{0,7} = 0,571$$

$$\begin{aligned} T_0 &= 0,2 \times T_s \\ &= 0,2 \times 0,571 \\ &= 0,114 \end{aligned}$$

Cek persyaratan $T_0 < T < T_s$, sehingga didapat $0,114 < 0,2 < 0,571$, maka menggunakan syarat 2 yaitu :

Tabel 5.11 Zona Gempa

Koefisien percepatan (S_{DI})	Zona gempa
$S_{DI} \leq 0,15$	1
$0,15 < S_{DI} \leq 0,30$	2
$0,30 < S_{DI} \leq 0,50$	3
$S_{DI} > 0,50$	4

$$\begin{aligned} C_{sm} &= S_{DS} \\ &= 0,7 \end{aligned}$$

- Menentukan faktor modifikasi respons (R)
pada tabel diatas dapat di ketahui jembatan gondang ini termasuk zona gempa 3 karena $0,3 < 0,475 < 0,5$ sesuai **RSNI GEMPA JEMBATAN -2013 tabel 5** . maka pada **pasal 5.9.3.1** R diambil sama dengan 1.

1. Beban gempa arah memanjang

- Beban gempa akibat bangunan atas yaitu :

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\ &= \frac{0,7}{1} \times 4642,61 \text{ kN} \\ &= 3249,82 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Momen akibat gempa bangunan atas yaitu :

$$\begin{aligned} mE_{Q1} &= 3249,828 \text{ kN} \times 4,22 \text{ m} \\ &= 13714,277 \text{ kN} \end{aligned}$$

Segmen	Berat kN	z m	Momen kN.m	Eq2 kN.m
1	361.4625	4.71	1702.488	340.4977
2	614.25	3.53	2168.303	433.6605
3	288.252	2.16	622.6243	124.5249
4	87.885	0.56	49.2156	34.45092
5	91.665	0.56	51.3324	35.93268
6	113.4	0.56	63.504	44.4528
7	2047.5	1.56	3194.1	2235.87
	3604.415			1013.519

- Momen akibat gempa bangunan bawah yaitu :

$$mE_{Q2} = 1013,519 \text{ kN}$$

- Momen akibat gaya gempa arah memanjang

➤ Lengan gaya gempa terhadap pondasi (Yeq)

$$\begin{aligned} Meq1 &= (h \text{ pier head} + h \text{ pierwall} + h \text{ pile cap}) \\ &= (1,22 \text{ m} + 1,7 \text{ m} + 1,3 \text{ m}) \\ &= 4,22 \text{ m} \end{aligned}$$

➤ Momen gempa arah memanjang atau arah X (Meq)

$$\begin{aligned} Meq &= mE_{Q1} + mE_{Q2} \\ &= 13714,277 \text{ kN} + 3260,227 \text{ kN} \\ &= 16974,504 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Momen akibat gaya gempa arah melintang

o Gaya gempa arah melintang (T_{eqy})

$$\begin{aligned} 30\% E_q &= 0,3 \times 3249,82 \text{ kN} \\ &= 974,948 \text{ kN m} \end{aligned}$$

➤ Lengan gaya gempa terhadap pondasi (Y_{eqy})

$$\begin{aligned} Meq2 &= (h_{\text{pier head}} + h_{\text{pierwall}} + h_{\text{pile cap}}) \\ &= (1,22 \text{ m} + 1,7 \text{ m} + 1,3 \text{ m}) \\ &= 4,22 \text{ m} \end{aligned}$$

➤ Momen gempa arah memnjang atau arah Y (Meq)

$$\begin{aligned} Meq2 &= T_{eqy} \times Y_{eq} \\ &= 974,948 \text{ kN m} \times 4,22 \text{ m} \\ &= 4114,283 \text{ kN m} \end{aligned}$$

7. Tekanan Air Lateral Akibat gempa

Perhitungan tekanan air lateral akibat gempa berdasarkan

RSNI T-02-2005 Pasal 7.7.6, maka didapat rumus :

$$T_{EQ} = 0,58 \times K_h \times I \times w_o \times b \times h$$

Keterangan :

b = lebar dinding diambil tegak lurus dari arah gaya
 h = kedalaman air

I = faktor kepentingan

w_o = berat isi air, bisa diambil $9,8 \text{ kN/m}^3$

K_h = koefisien pembebanan gempa horizontal

Tabel 5.12 Koefisien geser dasar untuk tekanan tanah

Daerah Gempa (1)	Koefisien Geser Dasar C		
	Tanah Teguh (2)	Tanah Sedang (2)	Tanah Lunak (2)
1	0,20	0,23	0,23
2	0,17	0,21	0,21
3	0,14	0,18	0,18
4	0,10	0,15	0,15
5	0,07	0,12	0,12
6	0,06	0,06	0,07

CATATAN (1) Daerah gempa bisa dilihat dalam Gambar 14.
 CATATAN (2) Definisi dari teguh, sedang dan lunak dari tanah di bawah permukaan diberikan dalam Tabel 30.

Menurut **Peta Zona Gempa Indonesia 2010 dan puskim.pu.go.id**, dari lokasi jembatan ketonggo ini termasuk gempa zona 3.

Dari tabel diatas (**RSNI Gempa Jembatan – 2013**) maka didapat nilai koefisien geser dasar (C) sebesar 0,18. Sehingga untuk struktur jembatan dengan daerah sendi plastis beton bertulang maka faktor jenis struktur dihitung

dengan rumus sesuai pada **RSNI T-02-2005 Pasal 7.73 Tabel 33 Faktor tipe bangunan**, yaitu :

Jumlah sendi plastis, $n = 1$

$$\begin{aligned}
 \text{Maka } F &= 1,25 - 0,025n \\
 &= 1,25 - (0,025 \times 1) \\
 &= 1,225
 \end{aligned}$$

Dengan syarat

$$\begin{aligned}
 F &> 1 \\
 1,225 &> 1 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Faktor tipe struktur

$$\begin{aligned}
 S &= 1 \times F \\
 &= 1 \times 1,225 \\
 &= 1,225
 \end{aligned}$$

Dari data diatas maka dapat dihitung nilai Kh

$$\begin{aligned}
 Kh &= C \times S \\
 &= 0,18 \times 1,225 \\
 &= 0,2205
 \end{aligned}$$

Didapat nilai Kh sebesar 0,2205 dan dengan jembatan yang memuat kendaraan lebih dari 2000 kendaraan per hari dengan tipa jalan yaitu jalan raya utama atau arteri dan sebagai jalan alternatif, maka diambil faktor kepentingan (I) sebesar 1, dari data diatas dapat dihitung nilai tekanan air lateral akibat gempa :

Tekanan air lateral akibat gempa arah memanjang (x), yaitu :

$$\begin{aligned}
 T_{eq} &= 0,58 \times Kh \times I \times W_o \times b \times h^2 \\
 &= 0,58 \times 0,2205 \times 1 \times 9,8 \text{ kN/m}^3 \times 7,2 \times (4,84^2) \\
 &= 253,67 \text{ Kn}
 \end{aligned}$$

Lengan gaya air terhadap pondasi

$$\begin{aligned}
 Y_{eq} &= h/2 \\
 &= 4,84 \text{ m} / 2 \\
 &= 2,42 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen pada pondasi akibat tekanan air

$$\begin{aligned}
 M_{eq} &= T_{eq} \times Y_{eq} \\
 &= 253,67 \text{ kN} \times 2,42 \text{ m} \\
 &= 613,88 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Tekanan air lateral akibat gempa arah melintang (y)

$$T_{eq} = 0,58 \times Kh \times I \times W_o \times b \times h^2$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,58 \times 0,2205 \times 1 \times 9,8 \text{ kN/m}^3 \times 7,2 \times (4,84^2) \\
 &= 253,67 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Lengan gaya air terhadap pondasi

$$\begin{aligned}
 Y_{eq} &= h/2 \\
 &= 4,84 \text{ m} / 2 \\
 &= 2,42 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen pada pondasi akibat tekanan air

$$\begin{aligned}
 M_{eq} &= T_{eq} \times Y_{eq} \\
 &= 253,67 \text{ kN} \times 2,42 \text{ m} \\
 &= 613,88 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

8. Aliran Air

Perhitungan gaya akibat adanya aliran air berdasarkan, **RSNI T-02-2005 Pasal 7.4** dengan gaya akibat aliran air dengan arah memanjang atau arah X

$$T_{EF} = 0,5 \times C_D \times V_s^2 \times A_d$$

dimana,

V_s = kecepatan air rata-rata untuk keadaan batas yang ditinjau.

C_D = koefisien seret



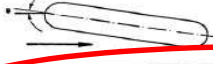

A_d = luas proyeksi pilar tegak lurus arah aliran dengan tinggi yang sama dengan kedalaman untuk menghitung dengan rumus diatas dapat dicari :
Kecepatan aliran, $V_s = 1,5 \text{ m/s}$ pada **RSNI T-02-2005 Tabel 23.**

Luas proyeksi pilar,

$$\begin{aligned} Ad &= Hb \times 2 \times h / \cos p \\ &= 4,84 \text{ m} \times 2 \times 1,2 \text{ m} / 0,9662 \\ &= 11,660 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Koefisien seret, $C_D = 0,7$ (dilihat pada gambar)

Tabel 5.13 Koefisien seret

Bentuk Pilar	Koefisien Seret C_D	Koefisien Angkat C_L	
 $\theta < 90^\circ$ arah aliran	0.8	θ	C_L
	1.4	0°	0
		5°	0.5
		10°	0.9
		20°	0.9
		$\geq 30^\circ$	1.0
	0.7		
	0.7	Tidak bisa dipakai	

Gaya seret yang terjadi pada pier akibat aliran air

$$\begin{aligned} T_{EF} &= 0,5 \times C_D \times V s^2 \times A_d \\ &= 0,5 \times 0,7 \times (1,5\text{m/s})^2 \times 4,84 \text{ m}^2 \\ &= 3,8115 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan gaya aliran terhadap pondasi (Y_{EF})

$$\begin{aligned} Y_{ef} &= \text{tinggi MAB}/2 + h \text{ pilecap} \\ &= 4,84 \text{ m}/2 + 1,3 \text{ m} \\ &= 3,72 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen akibat aliran air (M_{EF})

$$\begin{aligned} M_{ef} &= T_{EF} \times Y_{EF} \\ &= 3,8115 \text{ kN} \times 3,72 \text{ m} \\ &= 14,178 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Lengan gaya aliran terhadap pondasi (Y_{EF})

$$\begin{aligned} Y_{ef} &= \text{tinggi MAB}/2 \\ &= 4,84 \text{ m}/2 \\ &= 2,42 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen akibat aliran air (M_{EF})

$$\begin{aligned} M_{ef} &= T_{EF} \times Y_{EF} \\ &= 3,8115 \text{ kN} \times 2,42 \text{ m} \\ &= 9,223 \text{ kNm} \end{aligned}$$

9. Gaya Akibat Tumbukan Dengan Batang Kayu

Menurut **RSNI T-02-2005 Pasal 7.4**, dianggap bahwa batang kayu dengan massa minimum sebesar 2 ton hanyut pada kecepatan aliran rencana harus bisa ditahan dengan gaya maksimum berdasarkan lendutan elastis ekuivalen dari pilar dengan rumus :

$$T_{ef} = M \times \frac{V_s^2}{d}$$

Dimana :

M = massa batang kayu sebesar 2 ton

V_a = Kecepatan air permukaan pada keadaan batas yang ditinjau, dalam hal ini tidak ada penyelidikan yang terperinci mengenai bentuk diagram kecepatan dilokasi jembatan, maka V_a bisa diambil 1,4 kali kecepatan rata-rata (V_s)

d = lendutan elastis ekuivalen, didapat pada tabel maka dapat dihitung gaya akibat tumbukan batang kayu :

$$V_s = 1,5 \text{ m/s}$$

$$V_a = 1,4 \times 1,5 \text{ m/s} = 2,1 \text{ m/s}$$

Tabel 5.14 Lendutan ekuivalen untuk tumbukan kayu

Type Pilar	d (m)
Pilar beton masif	0.075
Tiang beton perancah	0.150
Tiang kayu perancah	0.300

$$M = 0,2 \text{ T}$$

$$d = 0,075$$

$$\begin{aligned} T_{EF} &= M \times \frac{v_s^2}{d} \\ &= 20 \text{ kN} \times \frac{2,1 \text{ m/s}^2}{0,075} \\ &= 11,76 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi

$$\begin{aligned} Y_{ef} &= H_b + D_h/2 + h \text{ pile cap} \\ &= 4,84 \text{ m} + 1,2/2 + 1,3 \text{ m} \\ &= 5,54 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada pondasi akibat hanyutan/tumbukan

$$\begin{aligned} M_{ef} &= T_{ef} \times Y_{ef} \\ &= 11,76 \text{ kN} \times 5,54 \text{ m} \\ &= 65,150 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3. Kombinasi Beban Tegangan Kerja

Tabel 5.15 Rekapitulasi kombinasi beban

Rekap Beban Kerja Pada Pier			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P Kn	Tx Kn	Ty Kn	Mx kNm	My kNm
1	Aksi Tetap						
2	Beban Sendiri	MS	8247.027				
3	Beban mati Tambahan	MA	294				
4	Beban Lalu-lintas						
5	Beban Lajur "D"	TD	1967.4				
6	Gaya Rem	TB		150		888.0000	
7	Aksi Lingkungan						
8	Aliran Air	EF			3.81		14.18
9	Hnyutan/Tumbukan	EF			11.76		65.15
10	Beban Angin	EW			42.21		223.02
11	Beban Gempa	EQ		13714.28	974.95	14727.80	4114.28
12	Tekanan Air Gempa	EQ		253.67	253.67	613.88	613.88
Total			10508.427	14117.95	1286.40	16229.68	5030.51

Tabel 5.16 Kombinasi 1 (MS + MA + TD + EF)

Kombinasi 1 (MS + MA + TD)			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P Kn	Tx Kn	Ty Kn	Mx kNm	My kNm
1	Aksi Tetap						
2	Beban Sendiri	MS	8247.03				
3	Beban mati Tambahan	MA	294.00				
4	Beban Lalu-lintas						
5	Beban Lajur "D"	TD	1967.40				
6	Gaya Rem	TB		150.00		888.00	
7	Aksi Lingkungan						
8	Aliran Air	EF		0.00	3.81	0.00	14.18
9	Hnyutan/Tumbukan	EF			11.76		65.15
10	Beban Angin	EW					
11	Beban Gempa	EQ					
12	Tekanan Air Gempa	EQ					
Total			10508.43	150.00	15.57	888.00	79.33

Tabel 5.17 Kombinasi 2 (MS + MA + TD + TB + EF)

Kombinasi 2 (MS + MA + TD + TB + EF)			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P Kn	Tx Kn	Ty Kn	Mx kNm	My kNm
1	Aksi Tetap						
1	Beban Sendiri	MS	8247.027				
2	Beban mati Tambahan	MA	294				
	Beban Lalu-lintas						
3	Beban Lajur "D"	TD	1967.4				
4	Gaya Rem	TB		150		888.0000	
	Aksi Lingkungan						
5	Aliran Air	EF		0	3.8115	0	14.17878
6	Hnyutan/Tumbukan	EF			11.76		65.1504
7	Beban Angin	EW					
8	Beban Gempa	EQ					
9	Tekanan Air Gempa	EQ					
Total			10508.427	150	15.5715	888	79.32918

Tabel 5.18 Kombinasi 3 (MS + MA + TD + TB + EF + EW)

Kombinasi 3 (MS + MA + TD + TB + EF + EW)			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P Kn	Tx Kn	Ty Kn	Mx kNm	My kNm
1	Aksi Tetap						
1	Beban Sendiri	MS	8247.03				
2	Beban mati Tambahan	MA	294.00				
	Beban Lalu-lintas						
3	Beban Lajur "D"	TD	1967.40				
4	Gaya Rem	TB		150.00		888.00	
	Aksi Lingkungan						
5	Aliran Air	EF			3.81		14.18
6	Hnyutan/Tumbukan	EF			11.76		65.15
7	Beban Angin	EW			42.21		223.02
8	Beban Gempa	EQ					
9	Tekanan Air Gempa	EQ					
Total			10508.43	150.00	57.78	888.00	302.35

Tabel 5.19 Kombinasi 4 (MA + MS + TD + TB + EF + EW)

Kombinasi 4 (MS + MA + TD + TB + EF + EW)			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P Kn	Tx Kn	Ty Kn	Mx kNm	My kNm
1	Aksi Tetap						
	Beban Sendiri	MS	8247.027				
2	Beban mati Tambahan	MA	294				
	Beban Lalu-lintas						
3	Beban Lajur "D"	TD	1967.4				
4	Gaya Rem	TB		150.000		888.000	
	Aksi Lingkungan						
5	Aliran Air	EF			3.812	0.000	14.179
6	Hnyutan/Tumbukan	EF			11.760		65.150
7	Beban Angin	EW			42.212	0.000	223.024
8	Beban Gempa	EQ					
9	Tekanan Air Gempa	EQ					
Total			8541.027	150.000	57.784	888.000	302.353

Tabel 5.20 Kombinasi 5 (MS + MA + EF + EQ)

Kombinasi 5 (MS + MA + EF + EQ)			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Kode	P Kn	Tx Kn	Ty Kn	Mx kNm	My kNm
	Aksi Tetap						
1	Beban Sendiri	MS	8247.03				
2	Beban mati Tambahan	MA	294.00				
	Beban Lalu-lintas						
3	Beban Lajur "D"	TD					
4	Gaya Rem	TB					
	Aksi Lingkungan						
5	Aliran Air	EF			3.81		14.18
6	Hnyutan/Tumbukan	EF			11.76		65.15
7	Beban Angin	EW					
8	Beban Gempa	EQ		13714.28	974.95	14727.80	4114.28
9	Tekanan Air Gempa	EQ		253.67	253.67	613.88	613.88
Total			8541.03	13967.95	1244.19	15341.68	4807.49

10. Kontrol Stabilitas Guling

- Stabilitas guling arah memanjang jembatan.

Letak titik guling berada di ujung pondasi terhadap pusat pondasi dengan jarak :

$$Bx/2 = 6 \text{ m} / 2 = 3 \text{ m}$$

Momen penahan guling

$$M_p = P \times \frac{Bx}{2} \times (1 + K)$$

Kontrol,

$$SF > 2,2$$

$$M_p/M_x > 2,2$$

Maka langsung dimasukkan kedalam tabel kombinasi untuk kontrol stabilitas guling berikut :

- Stabilitas Guling arah Melintang Jembatan

Letak titik guling berada di ujung pondasi terhadap pusat pondasi dengan jarak :

$$By/2 = 22,235 \text{ m} / 2 = 11,1175 \text{ m}$$

Momen penahan guling

$$M_p = P \times \frac{By}{2} \times (1 + K)$$

Kontrol,

$$SF > 2,2$$

$$M_p/M_x > 2,2$$

Maka langsung dimasukkan kedalam tabel kombinasi untuk kontrol stabilitas guling berikut :

Tabel 5.20 Tabel Momen Guling

Rekapitulasi kombinasi Beban Perencanaan Tegangan Kerja					
No	Kombinasi Beban	Tegangan Berlebihan	p	Tx	Ty
			Kn	Kn	Kn
1	Kom 1	0%	10508.43		
2	Kom 2	25%	10508.43	150.00	15.57
3	Kom 3	40%	10508.43	150.00	57.78
4	Kom 4	50%	8541.03	150.00	57.78

Tabel 5.21 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer

No	Kombinasi Beban	Mx	My	Mp	Sf	keterangan
		kNm	kNm	kNm		
1	Kom 1			116827.44		
2	Kom 2	888	79.32918	146034.3	1840.8648	OKE
3	Kom 3	888	302.3528	163558.41	540.95219	OKE
4	Kom 4	888.0000	302.3528	142432.3	471.07981	OKE

5.2.3 Perhitungan Gaya Aksial Tiang Bor

Dari hasil pembebanan diatas, selanjutnya dilakukan analisis momen dan gaya. Perhitungan momen dan gaya tersebut dipusatkan pada center poer. Berikut perhitungan gaya dan momen yang berpusat pada poer, yang dijelaskan pada tabel 5.21 dibawah

No	Aksi/Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horisontal		Momen	
			Pu Kn	Tux Kn	Tuy Kn	Mux kNm	Muy kNm
	Aksi Tetap						
1	Beban Sendiri	1.3	10721.1351				
2	Beban mati Tambahan	2	588				
	Beban Lalu-lintas						
3	Beban Lajur "D"	1.8	3541.32				
4	Gaya Rem	1.8		270		1598.4	
	Aksi Lingkungan						
5	Aliran Air	1.3		11.806063	3.8115	43.9185545	14.17878
6	Hnyutan/Tumbukan	1.3			11.76		65.1504
7	Beban Angin	1.2	32.1428571	17.091	42.255	47.17116	267.628347
8	Beban Gempa	1		13714.2773	974.948625	16974.5044	3260.22704
9	Tekanan Air Gempa	1		253.668843	253.668843	613.878601	613.878601
	Total		11309.1351	13967.9462	1228.61747	17588.383	3874.10564

Kombinasi yang dipakai untuk kekuatan pondasi adalah :

-Kombinasi 1 (MS + MA + TD + TB + EB + EF)

Vu	=	14850.455	Ton
Hx	=	270.000	Ton
Hy	=	0.000	Ton
Mx	=	1598.400	Ton.m
My	=	0.000	Ton.m

- Kombinasi 2 (MS + MA + TD + TB + EB + EW)

Vu	=	11309.135	Ton
Hx	=	0.000	Ton
Hy	=	0.000	Ton
Mx	=	0.000	Ton.m
My	=	0.000	Ton.m

- Kombinasi 3 (MS + MA + TD + EB + EF)

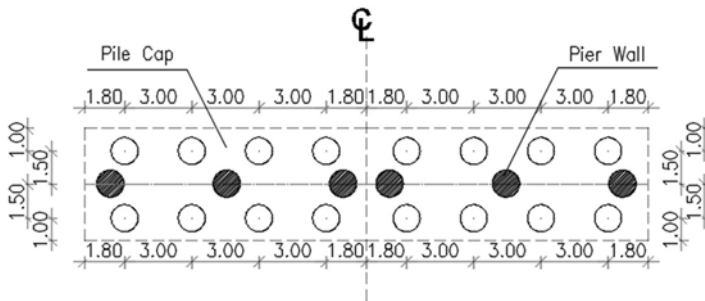
Vu	=	11309.135	Ton
Hx	=	11.806	Ton
Hy	=	15.572	Ton
Mx	=	43.919	Ton.m
My	=	79.329	Ton.m

- Kombinasi 4 (MS + MA + TD + TB + EB + EW)

Vu	=	11341.278	Ton
Hx	=	17.091	Ton
Hy	=	42.255	Ton
Mx	=	47.171	Ton.m
My	=	267.628	Ton.m

- Kombinasi 5 (MS + MA + EQ)

Vu	=	11309.135	Ton
Hx	=	13967.946	Ton
Hy	=	1228.617	Ton
Mx	=	17588.383	Ton.m
My	=	3874.106	Ton.m



gambar 5.9 Konfigurasi bored pile pilar

Konfigurasi Bored pile untuk Pilar kanan dan Pilar kiri:

x = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)

= 1,5 m

y = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

= 3 m

n = jumlah tiang

= 16

Dari kombinasi dan konfigurasi diatas, maka daya dukung per tiang dapat dihitung dengan rumus :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_x \cdot x}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_y \cdot y}{\Sigma y^2}$$

- P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang (T)
 V = Total gaya aksial (T)
 N = Jumlah tiang pancang (buah)
 M_x = Momen sumbu x (T.m)
 M_y = Momen sumbu y (T.m)
 y = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)
 x = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

Tabel 5.22 Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang

No	x m	y m	x^2 m	y^2 m	Komb. 1 kN	Komb. 2 kN	Komb. 3 kN
1	1.5	-4.50	2.25	20.25	867.88	706.82	706.67
2	1.5	-1.5	2.25	2.25	952.46	706.82	707.99
3	1.5	1.5	2.25	2.25	1037.05	706.82	709.31
4	1.5	4.5	2.25	20.25	1121.63	706.82	710.63
5	1.5	-4.50	2.25	20.25	867.88	706.82	706.67
6	1.5	-1.50	2.25	2.25	952.46	706.82	707.99
7	1.5	1.50	2.25	2.25	1037.05	706.82	709.31
8	1.5	4.50	2.25	20.25	1121.63	706.82	710.63
9	-1.5	-4.50	2.25	20.25	734.68	706.82	703.01
10	-1.5	-1.50	2.25	2.25	819.26	706.82	704.33
11	-1.5	1.50	2.25	2.25	903.85	706.82	705.65
12	-1.5	4.50	2.25	20.25	988.43	706.82	706.97
13	-1.5	-4.50	2.25	20.25	734.68	706.82	703.01
14	-1.5	-1.50	2.25	2.25	819.26	706.82	704.33
15	-1.5	1.50	2.25	2.25	903.85	706.82	705.65
16	-1.5	4.50	2.25	20.25	988.43	706.82	706.97
			36	180.00			

No	x m	y m	x ² m	y ² m	Komb. 4 kN	Komb. 5 kN
1	1.5	-4.50	2.25	20.2500	782.40	1316.12
2	1.5	-1.5	2.25	2.2500	861.20	1336.08
3	1.5	1.5	2.25	2.2500	940.00	1356.04
4	1.5	4.5	2.25	20.2500	1018.80	1376.00
5	1.5	-4.50	2.25	20.2500	782.40	1316.12
6	1.5	-1.50	2.25	2.2500	861.20	1336.08
7	1.5	1.50	2.25	2.2500	940.00	1356.04
8	1.5	4.50	2.25	20.2500	1018.80	1376.00
9	-1.5	-4.50	2.25	20.2500	398.85	37.64
10	-1.5	-1.50	2.25	2.2500	477.66	57.60
11	-1.5	1.50	2.25	2.2500	556.46	77.57
12	-1.5	4.50	2.25	20.2500	635.26	97.53
13	-1.5	-4.50	2.25	20.2500	398.85	37.64
14	-1.5	-1.50	2.25	2.2500	477.66	57.60
15	-1.5	1.50	2.25	2.2500	556.46	77.57
16	-1.5	4.50	2.25	20.2500	635.26	97.53
			36	180.0000		

Dari perhitungan gaya aksial yang terjadi akibat 5 kombinasi beban pada 1 tiang bor (*bored pile*) didapatkan gaya aksial terbesar yang diterima adalah 1376,00 kN, selanjutnya gaya aksial yang harus terjadi harus lebih kecil dari daya dukung tanah

5.2.4 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Dari tabel 5.22 dapat diketahui nilai maksimum (P_{max}) Gaya aksial tiang pancang akibat beban tetap (Kombinasi 1,2,3) adalah 1121,63 kN, sedangkan nilai maksimum (P_{max}) Gaya aksial tiang pancang akibat beban sementara (Kombinasi 4 dan 5) adalah 1376,00 kN. Dari hasil kemampuan tiang pancang didapat hasil reaksi berupa gaya aksial tekan saja maka akan dikontrol dengan daya dukung tanah akibat tekan.

Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan tiang bor (*bored pile*) dan berdasarkan data penyelidikan tanah SPT pada titik bor BH 096 (Abutmen kiri) dan BH 097 (Abutmen kanan) Daya dukung tanah dihitung berdasarkan rumus *meyerhoff* dan *nakazawa* yang akan di tunjukan hasilnya dalam tabel 5.13 dan tabel 5.14

R_u	$= q_d \cdot A_p + U \cdot \sum l_i \cdot f_i$
R_a	$= \frac{1}{n} (R_u - W_s) + W_s - W$
$q_d \cdot A_p$	= Daya dukung ujung tanah / End bearing (T)
$U \cdot \sum l_i \cdot f_i$	= Daya dukung lekatan tanah / <i>side friction</i> (T)
q_d	= daya dukung terpusat tiang bor (T)
A_p	= Luas penampang tiang (m^2)
U	= Panjang keliling tiang (m)
l_i	= Tebal lapisan tanah yang ditinjau (m)
f_i	= gaya geser pada selimut tiang cor
n	= tanah basir $N/2 \leq 12$ (T)
n	= tanah kohesif $N/2$ atau $C/2 \leq 12$ (T)
W_s	= Berat efektif tanah yang dipindahkan oleh tiang (ton)
W	= Berat efektif tiang dan tanah di dalam tiang (ton)

Data Perencanaan Tiang bor / bored pile :

$D_{\text{bored pile}}$	= 80 cm
	= 0,8m
A_p	= 0,502 m ²
U	= 2,512 m
n	= 2, untuk beban gempa
n	= 3, untuk beban tetap

Tabel 5.23 Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff Ø1,2 m – titik bor BH 96

Depth	Tanah	N	fi	li . tebal	U . Σ li . fi
(m)		(SPT)	(t/m2)	(t/m)	(t/m)
0	S	0	0	0.00	0.00
-1	S	0	0	0.00	0.00
-2	S	51	12	12.00	30.14
-3	S	52	12	12.00	60.29
-4	S	51	12	12.00	90.43
-5	S	51	12	12.00	120.58
-6	S	51	12	12.00	150.72
-7	C	40	12	12.00	180.86
-8	C	29	12	12.00	211.01
-9	C	31	12	12.00	241.15
-10	C	51	12	12.00	271.30
-11	S	39	12	12.00	301.44
-12	C	29	12	12.00	331.58
-13	C	52	12	12.00	361.73
-14	C	51	12	12.00	391.87
-15	C	51	12	12.00	422.02
-16	C	51	12	12.00	452.16
-17	C	51	12	12.00	482.30
-18	C	51	12	12.00	512.45
-19	S	51	12	12.00	542.59

*Lanjutan. Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan
meyerhoff Ø1,2 m – titik bor BH 96*

Depth (m)	Qd	A . Qd	Ru	Ra = Ru / n	
	(t/m2)	(t/m2)	(ton)	n = 2	n = 3
0	0.00	0.00	0.00	-0.80	-0.65
-1	0.00	0.00	-1.26	-1.43	-1.07
-2	300.00	150.72	178.35	88.37	58.80
-3	300.00	150.72	207.24	102.82	68.43
-4	300.00	150.72	236.13	117.26	78.06
-5	300.00	150.72	265.02	131.70	87.69
-6	300.00	150.72	293.90	146.15	97.31
-7	156.00	78.37	250.45	124.42	82.83
-8	113.10	56.82	257.78	128.09	85.27
-9	120.90	60.74	290.59	144.49	96.21
-10	198.90	99.93	358.66	178.53	118.90
-11	300.00	150.72	438.34	218.37	145.46
-12	113.10	56.82	373.33	185.86	123.79
-13	202.80	101.89	447.29	222.84	148.44
-14	198.90	99.93	474.22	236.30	157.42
-15	198.90	99.93	503.10	250.75	167.05
-16	198.90	99.93	531.99	265.19	176.68
-17	198.90	99.93	560.88	279.64	186.31
-18	198.90	99.93	589.77	294.08	195.94
-19	300.00	150.72	669.45	333.92	222.50

Tabel 5.24 Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff Ø1,2 m – titik bor BH 97

Depth	Tanah	N	f _i	li . tebal	U . Σ li . f _i
(m)		(SPT)	(t/m ²)	(t/m)	(t/m)
0	C	0	0	0.00	0.00
-1	C	0	0	0.00	0.00
-2	C	42	12	12.00	30.14
-3	S	27	12	12.00	60.29
-4	S	26	12	12.00	90.43
-5	S	24	12	12.00	120.58
-6	S	11	5.5	5.50	134.39
-7	C	14	7	7.00	151.98
-8	C	17	8.5	8.50	173.33
-9	S	20	10	10.00	198.45
-10	S	15	7.5	7.50	217.29
-11	S	19	9.5	9.50	241.15
-12	S	22	11	11.00	268.78
-13	C	30	12	12.00	298.93
-14	C	40	12	12.00	329.07
-15	S	51	12	12.00	359.22
-16	S	51	12	12.00	389.36
-17	S	46	12	12.00	419.50
-18	S	40	12	12.00	449.65
-19	C	18	9	9.00	472.26
-20	C	33	12	12.00	502.40
-21	C	51	12	12.00	532.54
-22	C	51	12	12.00	562.69
-23	C	51	12	12.00	592.83
-24	C	51	12	12.00	622.98
-25	C	51	12	12.00	653.12
-26	S	51	12	12.00	683.26
-27	S	51	12	96.00	924.42

Lanjutan. Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff $\phi 1,2 \text{ m}$ – titik bor BH 97

Depth (m)	Qd (t/m ²)	A . Qd (t/m ²)	Ru (ton)	Ra = Ru / n	
				n = 2	n = 3
0	0.00	0.00	0.00	-0.80	-0.65
-1	0.00	0.00	-1.26	-1.43	-1.07
-2	163.80	82.29	109.93	54.16	35.99
-3	270.00	135.65	192.17	95.28	63.40
-4	255.00	128.11	213.52	105.96	70.52
-5	240.00	120.58	234.87	116.63	77.64
-6	110.00	55.26	182.12	90.26	60.05
-7	54.60	27.43	170.62	84.50	56.22
-8	66.30	33.31	196.59	97.49	64.88
-9	200.00	100.48	287.62	143.01	95.22
-10	150.00	75.36	280.09	139.24	92.71
-11	190.00	95.46	322.79	160.59	106.94
-12	220.00	110.53	364.24	181.32	120.76
-13	117.00	58.78	341.38	169.89	113.14
-14	156.00	78.37	389.86	194.13	129.30
-15	300.00	150.72	491.10	244.74	163.05
-16	300.00	150.72	519.98	259.19	172.67
-17	300.00	150.72	548.87	273.63	182.30
-18	300.00	150.72	577.76	288.08	191.93
-19	70.20	35.27	483.66	241.03	160.57
-20	128.70	64.66	541.94	270.17	179.99
-21	198.90	99.93	606.10	302.24	201.38
-22	198.90	99.93	634.98	316.69	211.01
-23	198.90	99.93	663.87	331.13	220.64
-24	198.90	99.93	692.76	345.58	230.27
-25	198.90	99.93	721.65	360.02	239.90
-26	300.00	150.72	801.33	399.86	266.46
-27	300.00	150.72	1041.22	519.81	346.42

5.2.5 Perhitungan Efisiensi Tiang Bor

Untuk menghitung daya dukung tiang kelompok direncanakan konfigurasi dan keefisien. Efisiensi tiang kelompok dihitung dengan rumus Seiler Keeney :

$$E_g = \left(1 - \frac{36s (m + n - 2)}{(75s^2 - 7) (m + n - 1)} \right) + \frac{0,3}{m + n}$$

m = jumlah tiang dalam satu kolom (buah)

n = jumlah tiang dalam satu baris (buah)

s = jarak antar tiang tegak lurus sumbu x

$$E_g = \left(1 - \frac{36 \times 3 (8+3-2)}{(75 \times 3^2 - 7) (8+2-1)} \right) + \frac{0,3}{8+2}$$

$$E_g = \left(1 - \frac{111 (8)}{(668) (9)} \right) + \frac{0,3}{10}$$

$$E_g = 0,882$$

$$\text{Daya dukung tiang} = E_g \times \text{jumlah tiang} \times \text{DDT}$$

$$= 0,882 \times 8 \times 178,53$$

$$= 1259,71$$

$$\text{Efisiensi tiang} > \text{Gaya vertikal}$$

$$1259,71 \text{ kN} > 1130,9 \text{ kN} \quad \mathbf{OK}$$

5.2.6 Kontrol Kekuatan Tiang Bor

Tiang bor yang akan didesain harus memiliki kekuatan tiang yang bisa menahan gaya aksial P, momen serta geser pons. Selanjutnya dilakukan analisa dari tiang bor dengan spek beton tulangan dan diameter yang telah dipilih. Berikut spek yang dipakai :

- Diameter *Bored Pile* (D) = 800 mm
- Decking beton (d') = 75 mm
- Mutu beton (fc') = 29 MPa
- Mutu tulangan (fy) = 390 MPa

5.2.6.1 Kontrol terhadap Gaya Aksial Vertikal

Daya dukung suatu tiang harus ditinjau berdasarkan kekuatan tanah tempat tiang bor yang akan di cor. Hasil daya dukung yang terendah adalah yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang

- *Berdasarkan kekuatan bahan*

Kekuatan tekan maximum tiang bor terhadap gaya aksial yang terjadi akibat struktur atas dan struktur bawah dihitung berdasarkan persamaan berikut

$$\begin{aligned}
 \text{Pu bahan} &= \frac{0,45 f_c' 10}{0,25 \pi D^2} \\
 &= \frac{0,45 \times 29 \times 10}{0,25 \pi 1200^2} \\
 &= 1475920 \text{ Kg} \\
 &= 1475,920 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Didapatkan kekuatan tekan maximum tiang bor sebesar 1475,9 Ton sedangkan gaya aksial terjadi yang diterima tiang bor sebesar 257,7 Ton untuk masing masing tiang bor abutmen kiri dan abutmen kanan.

- Berdasarkan daya dukung tanah

Berdasarkan analisa perhitungan daya dukung tanah (data SPT) dari perumusan *meyerhoff* dan *nakazawa* didapatkan besarnya daya dukung ijin tanah terhadap pondasi tiang bor diameter 1,2 m. Q ijin seperti yang ditabelkan berikut ini :

Tabel 5. 25 Resume P_{ijin} tiang bor Ø1,2m

Data Tanah	P ijin beban sementara kN	P ijin beban tetap kN	Kedalaman (m)
BH 096	1785,28	1813,13	10
BH 097	1189,01	1207,6	12

5.2.7 Perhitungan Tiang Bor (*Bored Pile*)

Perhitungan analisis bored pile berdasarkan beban dalam keadaan batas (ultimit). Beban yang dihitung berasal dari gaya aksial maksimum yang didapatkan dari beban tetap dan gaya horizontal berupa gaya rem, tekanan tanah aktif, tekanan tanah dinamis, gempa bangunan bawah dan atas dan beban angin.

Dari hasil pembebanan diatas, selanjutnya dilakukan analisis momen dan gaya. Perhitungan momen dan gaya tersebut dipusatkan pada center poer. Berikut perhitungan gaya dan momen yang berpusat pada poer, yang dijelaskan pada tabel 5.21 dibawah

Tabel 5.26 Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer

No	Aksi/Beban	Faktor Beban	Vertikal	Horisontal		Momen	
			Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
			Kn	Kn	Kn	kNm	kNm
	Aksi Tetap						
1	Beban Sendiri	1.3	10721.1351				
2	Beban mati Tambahan	2	588				
	Beban Lalu-lintas						
3	Beban Lajur "D"	1.8	3541.32				
4	Gaya Rem	1.8		270		1598.4	
	Aksi Lingkungan						
5	Aliran Air	1.3		11.806063	3.8115	43.9185545	14.17878
6	Hnyutan/Tumbukan	1.3			11.76		65.1504
7	Beban Angin	1.2	32.1428571	17.091	42.255	47.17116	267.628347
8	Beban Gempa	1		13714.2773	974.948625	16974.5044	3260.22704
9	Tekanan Air Gempa	1		253.668843	253.668843	613.878601	613.878601
	Total		11309.1351	13967.9462	1228.61747	17588.383	3874.10564

Gaya aksial (P)

Kombinasi yang dipakai untuk kekuatan pondasi adalah :

-Kombinasi 1 (MS + MA + TD + TB + EB + EF)

$$\begin{aligned}
 V_u &= 14850.455 && \text{Ton} \\
 H_x &= 270.000 && \text{Ton} \\
 H_y &= 0.000 && \text{Ton} \\
 M_x &= 1598.400 && \text{Ton.m} \\
 M_y &= 0.000 && \text{Ton.m}
 \end{aligned}$$

- Kombinasi 2 (MS + MA + TD + TB + EB + EW)

$$\begin{aligned}
 V_u &= 11309.135 && \text{Ton} \\
 H_x &= 0.000 && \text{Ton} \\
 H_y &= 0.000 && \text{Ton} \\
 M_x &= 0.000 && \text{Ton.m} \\
 M_y &= 0.000 && \text{Ton.m}
 \end{aligned}$$

- Kombinasi 3 ($MS + MA + TD + EB + EF$)

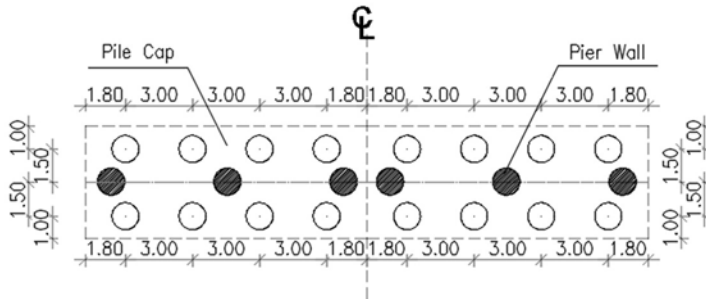
V_u	=	11309.135	Ton
H_x	=	11.806	Ton
H_y	=	15.572	Ton
M_x	=	43.919	Ton.m
M_y	=	79.329	Ton.m

- Kombinasi 4 ($MS + MA + TD + TB + EB + EW$)

V_u	=	11341.278	Ton
H_x	=	17.091	Ton
H_y	=	42.255	Ton
M_x	=	47.171	Ton.m
M_y	=	267.628	Ton.m

- Kombinasi 5 ($MS + MA + EQ$)

V_u	=	11309.135	Ton
H_x	=	13967.946	Ton
H_y	=	1228.617	Ton
M_x	=	17588.383	Ton.m
M_y	=	3874.106	Ton.m



gambar 5.10 Konfigurasi bored pile pilar

Konfigurasi Bored pile untuk Pilar kanan dan Pilar kiri:

x = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)

= 1,5 m

y = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

= 3 m

n = jumlah tiang

= 16

Dari kombinasi dan konfigurasi diatas, maka daya dukung per tiang dapat dihitung dengan rumus :

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_x \cdot x}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_y \cdot y}{\Sigma y^2}$$

- P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang (T)
 V = Total gaya aksial (T)
 N = Jumlah tiang pancang (buah)
 M_x = Momen sumbu x (T.m)
 M_y = Momen sumbu y (T.m)
 y = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)
 x = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

Tabel 5.27 Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang

No	x m	y m	x^2 m	y^2 m	Komb. 1 kN	Komb. 2 kN	Komb. 3 kN
1	1.5	-4.50	2.25	20.25	867.88	706.82	706.67
2	1.5	-1.5	2.25	2.25	952.46	706.82	707.99
3	1.5	1.5	2.25	2.25	1037.05	706.82	709.31
4	1.5	4.5	2.25	20.25	1121.63	706.82	710.63
5	1.5	-4.50	2.25	20.25	867.88	706.82	706.67
6	1.5	-1.50	2.25	2.25	952.46	706.82	707.99
7	1.5	1.50	2.25	2.25	1037.05	706.82	709.31
8	1.5	4.50	2.25	20.25	1121.63	706.82	710.63
9	-1.5	-4.50	2.25	20.25	734.68	706.82	703.01
10	-1.5	-1.50	2.25	2.25	819.26	706.82	704.33
11	-1.5	1.50	2.25	2.25	903.85	706.82	705.65
12	-1.5	4.50	2.25	20.25	988.43	706.82	706.97
13	-1.5	-4.50	2.25	20.25	734.68	706.82	703.01
14	-1.5	-1.50	2.25	2.25	819.26	706.82	704.33
15	-1.5	1.50	2.25	2.25	903.85	706.82	705.65
16	-1.5	4.50	2.25	20.25	988.43	706.82	706.97
			36	180.00			

Lanjutan. Perhitungan gaya aksial tiang

No	x m	y m	x ² m	y ² m	Komb. 4 kN	Komb. 5 kN
1	1.50	-4.50	2.25	20.25	782.40	1316.12
2	1.50	-1.50	2.25	2.25	861.20	1336.08
3	1.50	1.50	2.25	2.25	940.00	1356.04
4	1.50	4.50	2.25	20.25	1018.80	1376.00
5	1.50	-4.50	2.25	20.25	782.40	1316.12
6	1.50	-1.50	2.25	2.25	861.20	1336.08
7	1.50	1.50	2.25	2.25	940.00	1356.04
8	1.50	4.50	2.25	20.25	1018.80	1376.00
9	-1.50	-4.50	2.25	20.25	398.85	37.64
10	-1.50	-1.50	2.25	2.25	477.66	57.60
11	-1.50	1.50	2.25	2.25	556.46	77.57
12	-1.50	4.50	2.25	20.25	635.26	97.53
13	-1.50	-4.50	2.25	20.25	398.85	37.64
14	-1.50	-1.50	2.25	2.25	477.66	57.60
15	-1.50	1.50	2.25	2.25	556.46	77.57
16	-1.50	4.50	2.25	20.25	635.26	97.53
			36	180.00		

Dari perhitungan gaya aksial yang terjadi akibat 5 kombinasi beban pada 1 tiang bor (*bored pile*) didapatkan gaya aksial terbesar yang diterima adalah 1376,00 kN, selanjutnya gaya aksial yang harus terjadi harus lebih kecil dari daya dukung tanah.

4. Gaya horizontal (V)

$$\begin{aligned}
 H_x &= \text{Beban Rem} + \text{Gempa Bang. Atas} + \text{Gempa} \\
 &\quad \text{Abutment} + \text{Tek. Tanah Dinamis Gempa} \\
 &= 14117,946 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_y &= \text{Beban Gempa Struktur Atas} + \text{Gempa Abutmen} + \\
 &\quad \text{Beban Angin} \\
 &= 1286,401 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Resultan gaya horizontal

$$\begin{aligned}
 H &= \sqrt{H_x^2 + H_y^2} \\
 &= \sqrt{14117,946^2 + 1286,401^2} \\
 &= 14176,432 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5. Momen tiang bor (M)

k = Koefisien reaksi lapisan tanah dibawah permukaan
dalam arah vertikal (kg/m^3)

D = Diameter tiang (cm)

δa = Besarnya pergeseran normal (cm) = 1 cm

y = Besarnya pergeseran yang akan dicari (cm) = 1 cm

E = 25310,28

I = 10507107,3

$$\begin{aligned}
 k &= 0,2 \times E_o \times D^{-3/4} \times y^{-1/2} \\
 &= 0,2 \times 28 \times 41,3 \times 120^{-3/4} \times 1^{-1/2} \\
 &= 8,77
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta &= \left(\frac{k \times D}{4 \times EI} \right)^{0,25} \\
 &= \left(\frac{8,77 \times 120}{4 \times 25742,96 \times 10507107,3} \right)^{0,25} \\
 &= 0,0080 \\
 M_n &= 0,2079 \frac{H}{2\beta} \\
 &= 0,2079 \frac{137599,9}{2 \times 0,0080} \\
 &= 3562813 \text{ kg.cm} \\
 &= 356,2813 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

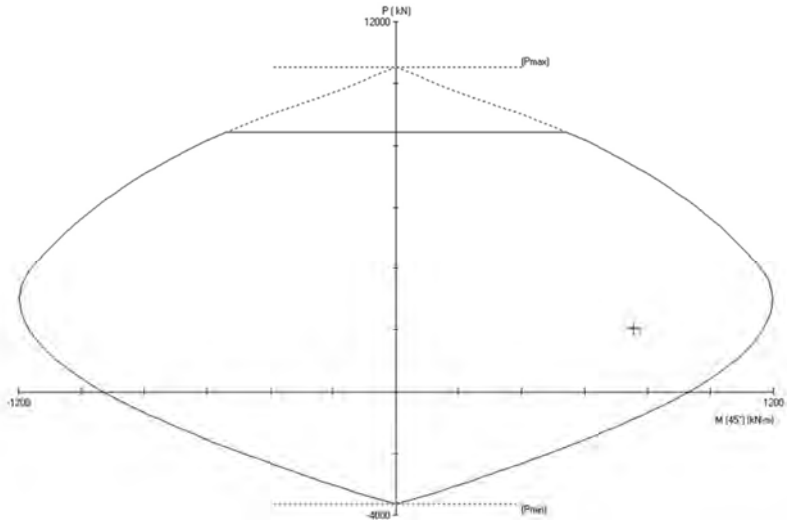
5.1.4.2 Perhitungan penulangan bored pile

- *Penulangan lentur*

Rekapitulasi gaya pada bored pile :

P	= 1376	kN
V	= 886,03	kN
M	= 356,28	kN.m
k	= 1,5	
P _u	= 2063,99	kN
V _u	= 1329,040	kN
M _u	= 592,594	kN.m
f _c '	= 29	MPa
D	= 1000	mm
L	= 14000	mm
d'	= 75	mm
d	= 925	mm
f _y	= 390	M

dilakukan input gaya dan spek yang dipakai untuk tiang bor pada program pCaCol, sehingga didapatkan grafik pada gambar berikut :



Gambar 5.11 grafik hasil input pCaCol, hubungan antara momen dan gaya aksial.

Tulangan pakai : 17 D 29 ($A_s = 10965 \text{ mm}^2$) dengan rasio tulangan 2,18 %.

- Penulangan geser

Cek kekuatan geser beton

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d \\
 &= \frac{1}{6} \sqrt{35} 725 \times 14000 \\
 &= 10008035 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ min} &= \frac{B \cdot D}{3} \\
 &= \frac{580000}{3} \\
 &= 193333,33 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi geser

1. V_u $< 0.5 \times \phi \times V_c$
 $1329040,5$ < 4003214 **OK**
2. $0.5 \times \phi \times V_c$ $< V_u$ $< \phi \times V_c$
 4003214 $> 1329040,5$ $< 8006427,973$ **NOT**
OK
3. $\phi \times V_c$ $< V_u$ $< \phi (V_c + V_s \text{ min})$
 8006428 $> 1329040,5$ $< 8161094,64$ **NOT**
OK
4. $\phi (V_c + V_s \text{ min})$ $< V_u$ $< \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} \text{ bw } d)$
 $8161094,6$ $> 1329040,5$ $< 8921448,313$ **NOT**
OK
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} \text{ bw } d) < V_u$ $< \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} \text{ bw } d)$
 $8921448,313$ $> 1329040,5$ $< 9836468,653$ **NOT**
OK

Didapatkan dari perhitungan diatas masuk pada kondisi 1 Maka dipasang tulangan geser praktis Ø 16 – 150

5.2.5 Penulangan Pile Cap Pilar 1

Untuk perhitungan penulangan pile cap di butuhkan beban ultimate dari beban- beban yang telah dihitung diatas :

Kombinasi Beban Ultimate Pile Cap Pilar

Kombinasi yang dipakai dalam perhitungan penulangan Pier adalah :

Rekap Beban Kerja Pada Pier			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi/Beban	Faktor Beban	P Kn	Tx Kn	Ty Kn	Mx kNm	My kNm
1	Aksi Tetap						
	Beban Sendiri	1.3	10721.1351				
2	Beban mati Tambahan	2	588				
	Beban Lalu-lintas						
3	Beban Lajur "D"	1.8	3541.32				
4	Gaya Rem	1.8		270		1598	
	Aksi Lingkungan						
5	Aliran Air	1.3			3.8115		14.17878
6	Hnyutan/Tumbukan	1.3			11.76		65.1504
7	Beban Angin	1.2			42.255		267.628347
8	Beban Gempa	1		13714.2773	974.948625	16974.50436	4114.283198
9	Tekanan Air Gempa	1		253.6688434	253.6688434	613.8786011	613.8786011
Total			14850.4551	14237.94617	1286.443968	19186.78296	5075.119326

- Kombinasi 1U (1,3MS + 2MA + 1,8TD + 1,8TB)

$$V_u = 14850,45 \text{ kN}$$

$$H_{ux} = 270 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 1598,4 \text{ kNm}$$

- Kombinasi 2U (1,3MS + 2MA)

$$V_u = 11309,135 \text{ kN}$$

- Kombinasi 3U (1,3MS + 2MA + 1,3EF)

$$V_u = 11309,135 \text{ kN}$$

$$H_{ux} = 15,572 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 79,329 \text{ kN}$$

- Kombinasi 4U (1,3MS + 2MA + 0,3Ex + Ey)

$$V_u = 11309,135 \text{ kN}$$

$$H_{ux} = 4190,384 \text{ kN}$$

$$H_{uy} = 1228,61 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 5726,515 \text{ kN}$$

$$M_{uy} = 4728,162 \text{ kN}$$

- Kombinasi 5U (1,3MS + 2MA + Ex + 0,3Ey)

$$V_u = 11309,135 \text{ kN}$$

$$H_{ux} = 4367,95 \text{ kN}$$

$$H_{uy} = 368,585 \text{ kN}$$

$$M_{ux} = 17588,383 \text{ kN}$$

$$M_{uy} = 3444,39 \text{ kN}$$

No	Kombinasi Beban	Pu Kn	Tux Kn	Tuy Kn	Mux kNm	Muy kNm
1	Kombinasi 1	14850.46	270.00	1286.44	1598.40	5075.12
2	Kombinasi 2	11309.14	0.00	0.00	0.00	0.00
3	Kombinasi 3	11309.14	11.81	15.57	43.92	79.33
4	Kombinasi 4	11341.28	4190.38	1228.62	5276.51	4728.16
5	Kombinasi 5	11309.14	4367.95	368.59	17588.38	3444.39

untuk menghitung tulangan pile cap juga memerlukan data dari kekuatan tiap-tiap tiang pancang untuk menahan beban yang bekerja pada pilecap, dapat dilihat dari tabel 5.28

a. Penulangan Pile Cap Arah memanjang X

- Data Perencanaan Pile Cap :

$$\text{Diameter tulangan} \quad D = 28 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar Yang ditinjau (arah X)} \quad b = 3000 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar Yang ditinjau (arah Y)} \quad b = 3000 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi PileCap} \quad h = 1300 \text{ mm}$$

$$\text{Decking} \quad d' = 50 \text{ mm}$$

Tebal Efektif arah X

$$D_x = h - d' - 1/2 \phi_{tul. \text{ lentur}} = 2936 \text{ mm}$$

Tebal Efektif arah Y

$$D_y = h - d' - 1/2 \phi_{tul. \text{ lentur}} - \phi_{tul. \text{ lentur}}$$

$$= 2942 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tekan beton} \quad f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu baja tulangan } D > 12 \text{ mm} \quad f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu baja tulangan } D < 12 \text{ mm} \quad f_y = 240 \text{ Mpa}$$

$$\text{Berat volume beton bertulang} \quad W_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Faktor beban berat sendiri} \quad K_uMS = 1,3$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur} \quad \phi = 0,8$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser} \quad \phi = 0,7$$

- Momen yang terjadi

$$q_u = P \times b \times t \times W_c \times K_uMS$$

$$= 1,3 \times 3 \times 1,3 \times 25 \times 1,3$$

$$= 292 \text{ kN}$$

Reaksi Ultimate tiang diambil dari tabel yaitu Pmax dari seluruh tiang

$$P_u \text{ tiang} = 453,265 \text{ kN}$$

Momen yang terjadi pada pier adalah :

$$M_u = (-q_u \times \frac{1}{2} \times b l) + (P_u \text{ tiang} \times L)$$

$$+ (P_u \text{ tiang} \times L)$$

$$= (-292 \text{ kN} \times \frac{1}{2} \times 3) + (453,265 \text{ kN} \times 3 \text{ m}) + (453,265 \text{ kN} \times 0,025 \text{ m})$$

$$= 1035,82 \text{ kNm}$$

Maka untuk mencari momen tiap satu meternya didapat :

$$\frac{1}{2} M_u = 1035,82 / 2$$

$$= 517,911 \text{ kNm}$$

- Tulangan lentur

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{517, \text{kN.m}}{0,8} = 647,389 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{647,389 \times 10^6 \text{ N.mm}}{1000 \text{ mm} \times 1.2375^2 \text{ mm}} = 0,422 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{(600 + f_y)} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{ Mpa}}{400 \text{ Mpa}} \times \frac{600}{(600 + 400)} \\ &= 0,032513 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,032513 = 0,0243844 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,6863$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,6863} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,6863 \times 0,422}{400}} \right) \\ &= 0,00106 \end{aligned}$$

Kontrol,

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max}$, maka didapat $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$ sehingga digunakan $\rho_{\min} = 0,00142$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00142 \times 1000 \text{ mm} \times 2936 \text{ mm} \\ &= 4171,067 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diameter tulangan rencana menggunakan tulangan D28

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{\frac{1}{4}\pi \times d^2 \times b}{As} \\
 &= \frac{\frac{1}{4}3,14 \times (28 \text{ mm})^2 \times 1000 \text{ mm}}{4171,067 \text{ mm}^2} \\
 &= 147,55 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan berjarak 125 mm

$$\begin{aligned}
 \text{As pasang} &= \frac{\frac{1}{4}\pi \times d^2 \times b}{s} \\
 &= \frac{\frac{1}{4}3,14 \times (28 \text{ mm})^2 \times 1000 \text{ mm}}{125 \text{ mm}} \\
 &= 4923,52 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka dipakai tulangan **D28-125 mm**

b. Penulangan lentur arah Y

- Momen yang terjadi

$$\begin{aligned}
 q_u &= P \times b \times t \times W_c \times K_uMS \\
 &= 1,132 \times 3 \times 1,3 \times 25 \times 1,3 \\
 &= 143,48 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Reaksi Ultimate tiang diambil dari tabel yaitu Pmax dari seluruh tiang

$$P_u \text{ tiang} = 453,265 \text{ kN}$$

Momen yang terjadi pad pier adalah :

$$\begin{aligned}
 M_u &= (-q_u \times \frac{1}{2} \times b l) + (P_u \text{ tiang} \times L) \\
 &= (-69 \text{ kN} \times \frac{1}{2} \times 1,132) + (914,833 \text{ kN} \\
 &\quad \times 0,267 \text{ m}) \\
 &= 187,45 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk mencari momen tiap satu meternya didapat :

$$\begin{aligned}
 \frac{1}{2}M_u &= 407,75 / 2 \\
 &= 187,45 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Tulangan lentur

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{187,45}{0,8} \text{ kN.m} = 233,764 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{233,764 \times 10^6 \text{ N.mm}}{1000 \text{ mm} \times 1212^2 \text{ mm}} = 0,159 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c'}{f_y} \frac{600}{(600 + \quad)} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{ Mpa}}{400 \text{ Mpa}} \frac{600}{(600 + 400)} \\ &= 0,032513 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,032513 = 0,0243844 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,6863$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,6863} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,6863 \times 0,159}{400}} \right) \\ &= 0,000398 \end{aligned}$$

Kontrol,

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max}$, maka didapat $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$ sehingga digunakan $\rho_{\min} = 0,00053$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00053 \times 1000 \text{ mm} \times 2942 \text{ mm} \\ &= 1563,82 \end{aligned}$$

Diameter tulangan rencana menggunakan tulangan D22

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{\frac{1}{4}\pi \times d^2 \times b}{A_s} \\
 &= \frac{\frac{1}{4}3,14 \times (22 \text{ mm})^2 \times 1000 \text{ mm}}{1563,825 \text{ mm}^2} \\
 &= 242,96 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan berjarak 200 mm

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ pasang} &= \frac{\frac{1}{4}\pi \times d^2 \times b}{s} \\
 &= \frac{\frac{1}{4}3,14 \times (22 \text{ mm})^2 \times 1000 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} \\
 &= 1899,7 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka dipakai tulangan **D22-200 mm**

c. Kontrol geser pons Pile cap terhadap tiang bor

Jarak antara tiang bor arah x = 3 m

Jarak antara tiang bor arah y = 3 m

Jarak tiang bor arah tepi = 1,3 m

Tinggi pile cap h = 1,3 m

Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton

d' = 0,05 m

Tebal efektif pilecap d = h - d' = 1,295 m

Vu = P Tiang Bor
453.265

Vc = $0,17 \times \sqrt{f_c'} \times (1 + N_u/14A_g) \times B_w \times d$
3554.04574

Kondisi 1

$$V_u < 0,5 \times \phi \times V_c$$

$$453.265 < 1243.916009$$

Penulangan GeserPerhitungan gaya V_u

$$V_u = P_u \text{ Tiang} \times q_u \text{ Pier}$$

$$132138.0729$$

Cek Kondisi Geser

$$V_u < 0,5 \times \phi_v \times V_c \quad \text{NOT OK}$$

$$132138.0729 < 1243.916009$$

$$0,5 \times \phi_v \times V_c < V_u < \phi_v \times V_c$$

$$1243.916009 < 132138.0729 > 2487.832018 \quad \text{NOT OK}$$

$$\phi_v \times V_c < V_u < \phi(V_c + V_s \text{ min})$$

$$2487.832018 < 132138.0729 < 2488.722605$$

NOT OK

$$\phi(V_c + V_{s \text{ min}}) < V_u < \phi(V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} \times b \times d)$$

$$2488.722605 > 132138.0729 < 7365.776085 \quad \text{OK}$$

$$\phi(V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} \times b \times d) < V_u < \phi(V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} \times b \times d)$$

$$7365.776085 > 132138.0729 < 12243.72015 \quad \text{OK}$$

Pada pilecap tidak perlu tulangan geser, karena sudah ditampung oleh kekuatan beton dan dimensi pilecap sendiri, akan tetapi tetap dipasang tulangan sengkang praktis Ø13-600 mm.

Maka direncanakan tulangan geser 2 kaki dengan diameter Ø13

$$\begin{aligned} A_v &= \frac{2 \times 0.25 \times \pi \times D^2}{2 \times 0.25 \times 3.14 \times 13^2} \\ &= \\ &= 265,33 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

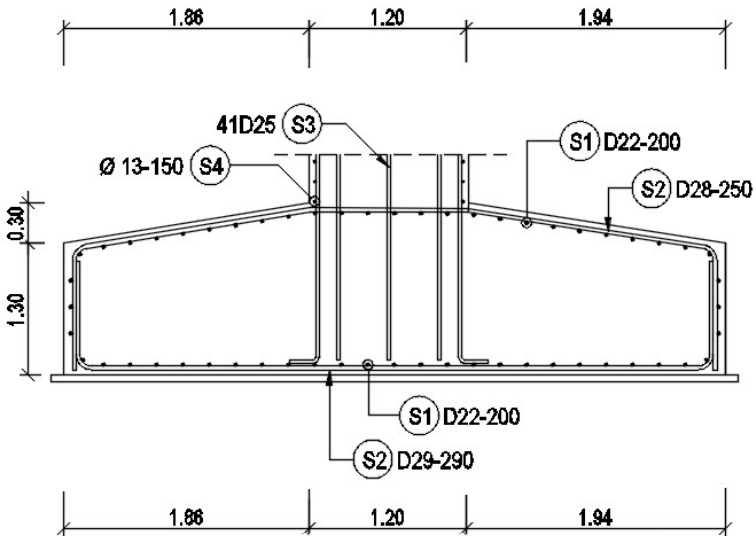
Jarak antar sengkang

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

$$S = \frac{265,33 \times 400 \times 1300}{600}$$

$$S = 600 \text{ mm}$$

Maka dipasang tulangan geser dengan Ø13 jarak 600 mm.

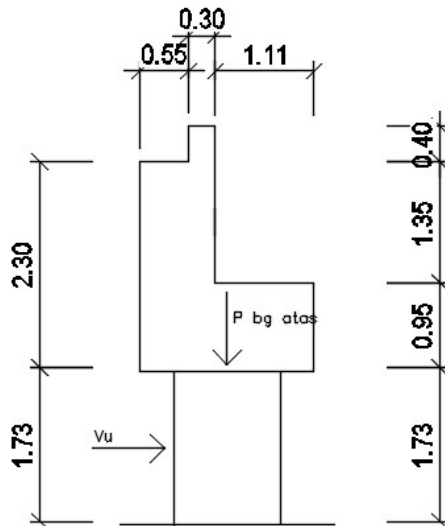


Gambar 5.18 penulangan pile cap

5.2.6 Penulangan Kolom pier

- Data Perencanaan kolom pier :

Diameter tulangan	D	= 25	mm
Tinggi Kolom	b	= 1700	mm
Tebal Kolom	d	= 1200	mm
Decking	d'	= 50	mm
Tebal Efektif	$Dx = h - d'$	= 1150	mm
Kuat tekan beton	f_c'	= 30	Mpa
Mutu baja tulangan $D > 12\text{mm}$	f_y	= 400	Mpa
Mutu baja tulangan $D < 12\text{ mm}$	f_y	= 240	Mpa
Berat volume beton bertulang	W_c	= 25	kN/m ³
Faktor beban berat sendiri	$KuMS$	= 1,3	
Faktor reduksi kekuatan lentur	ϕ	= 0,8	
Faktor reduksi kekuatan geser	ϕ	= 0,7	



Gambar 5.19 pembebanan pierwall

Momen ultimate yang dipakai untuk perencanaan penulangan pada kolom pier adalah hasil dari beban vertikal pada struktur atas dibagi 3, dikarenakan struktur atas dipikul oleh 3 pier wall, maka didapat kombinasi :

Kombinasi (1,3MS + 2MA + 0,3Ex + Ey) :

$$\begin{aligned} P_u &= 8060,75 & \text{kN} \\ V_{ux} &= 13985,03 & \text{kN} \\ V_{uy} &= 1270 & \text{kN} \\ M_{ux} &= 17588,38 & \text{kNm} \\ M_{uy} &= 4728,16 & \text{kNm} \end{aligned}$$

- Tulangan lentur

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{5862.79 \text{ kN.m}}{0,8} = 7328,48 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{5862.79 \times 10^6 \text{ N.mm}}{1700 \text{ mm} \times 1200^2 \text{ mm}} = 2,99 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c' \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{ Mpa} \times 600}{400 \text{ Mpa} \times (600 + 400)} \\ &= 0,032513 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,032513 = 0,0243844 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,6863$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,6863} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,6863 \times 2,99}{400}} \right) \\
 &= 0,00798
 \end{aligned}$$

Kontrol,

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max}$, maka didapat $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}}$ sehingga digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,003251$

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,00798 \times 1000 \times 1200 \\
 &= 8288,828 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D25

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tulangan} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As pasang}} \\
 &= \frac{8288,88 \text{ mm}^2}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 25^2} \\
 &= \frac{8288,88 \text{ mm}^2}{490,87} \\
 &= 17 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan **17 D25**.

- Tulangan geser

$$V_u = 13985037,168 \text{ N}$$

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$b = 1700 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1200 \text{ mm}$$

$$\phi_v = 0,75$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1700 \times 1200 \\ &= 1862256,696 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{b w \times d}{3} \\ &= \frac{1700 \times 1200}{3} \\ &= 680000 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kontrol kondisi Geser

1. $V_u < 0,5 \times \phi \times V_c$
 $13985037,168 < 651789,84$ **NOT OKE**
2. $0,5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi_v \times V_c$
 $651789,84 > 13985037,17 < 1303579,68$ **NOT OKE**
3. $\phi_v \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{smin})$
 $1303579,68 > 13985037,17 > 1779579,68$ **NOT OKE**
4. $\phi (V_c + V_{smin}) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} \times b \times d)$
 $1779579,68 > 13985037,17 < 2630371,39$ **OKE**
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} \times b \times d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} \times b \times d)$
 $2630371,399 > 1201681,81 < 3957163,11$ **OKE**

Dari syarat kondisi geser tersebut didapat kondisi 1 memenuhi syarat tulangan geser.

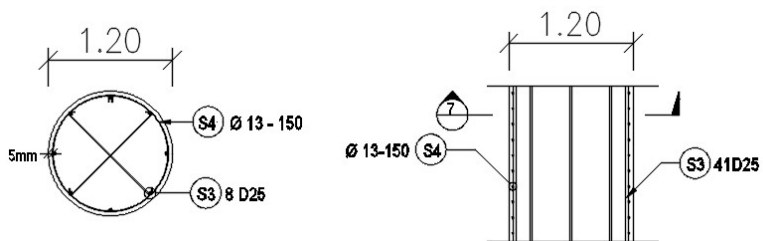
Derencanakan tulangan geser 2 kaki diameter $\emptyset 13$

$$\begin{aligned} A_v &= 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \emptyset^2 \\ &= 4 \times 0,25 \times 3,14 \times 13^2 \\ &= 530,66 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antak sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{530,66 \times 400 \times 1200}{680000} \\ &= 374,583 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan sengkang dengan diameter $\emptyset 13$ – **150 m**



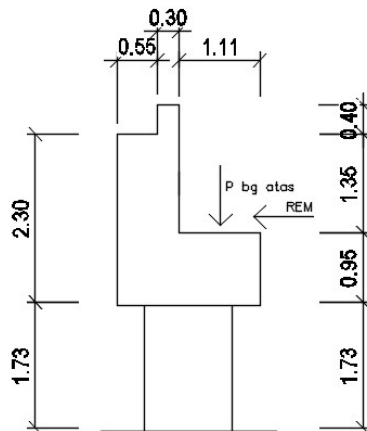
Gambar 5.20 penulangan pierwall

5.2.7 Penulangan Pier Head Pier

a. Penulangan Lentur

- Data Perencanaan Pier Head :

Diameter tulangan	D	= 25	mm
Tinggi PierHead	b	= 1950	mm
Lebar PierHead	d	= 1350	mm
Decking	d'	= 50	mm
Tebal Efektif	$Dx = h - d'$	= 1300	mm
Kuat tekan beton	f_c'	= 30	Mpa
Mutu baja tulangan $D > 12\text{mm}$	f_y	= 400	Mpa
Mutu baja tulangan $D < 12\text{ mm}$	f_y	= 240	Mpa
Berat volume beton bertulang	W_c	= 25	kN/m ³
Faktor beban berat sendiri	Ku_{MS}	= 1,3	
Faktor reduksi kekuatan lentur	ϕ	= 0,8	



Gambar 5.21 pembebanan pierhead

Faktor reduksi kekuatan geser $\phi = 0,7$

- Momen ultimate yang dipakai untuk perencanaan penulangan pada kolom pier adalah :
Kombinasi ($1,3MS + 2MA + 0,3Ex + Ey$) :

$$P_u = 10040,70 \quad \text{kN}$$

$$V_{ux} = 4190,38 \quad \text{kN}$$

$$V_{uy} = 1228,62 \quad \text{kN}$$

$$M_{ux} = 5276,515 \quad \text{kNm}$$

$$M_{uy} = 4728,16 \quad \text{kNm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{5276,515 \text{ kN.m}}{0,8} = 6595,64 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{6595,64 \times 10^6 \text{ N.mm}}{1950 \text{ mm} \times 1350^2 \text{ mm}} = 1,85 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c'}{f_y} \frac{600}{(600+f_y)} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{ Mpa}}{400 \text{ Mpa}} \frac{600}{(600+400)} \\ &= 0,032513 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,032513 = 0,0243844 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,6863$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,6863} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,6863 \times 1,85}{400}} \right) \\
 &= 0,0048
 \end{aligned}$$

Kontrol,

$\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{max}}$, maka didapat $\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$ sehingga digunakan $\rho_{\text{min}} = 0,0048$

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0048 \times 1950 \times 1300 \\
 &= 12224,1 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D25

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tulangan} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As pasang}} \\
 &= \frac{12224,1 \text{ mm}^2}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 25^2} \\
 &= \frac{12224,1 \text{ mm}^2}{490,87} \\
 &= 25
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan **25 D25**.

a. Tulangan Tarik

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{5276,515 \text{ kN.m}}{0,8} = 6595,64 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{6595,64 \times 10^6 \text{ N.mm}}{1950 \text{ mm} \times 1350^2 \text{ mm}} = 1,85 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_{c'}'}{f_y} \frac{600}{(600 + \quad)} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30 \text{ Mpa}}{400 \text{ Mpa}} \frac{600}{(600 + 4 \quad)} \\ &= 0,032513 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,032513 = 0,0243844 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,6863$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,6863} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,6863 \times 1,85}{400}} \right) \\ &= 0,0048 \end{aligned}$$

Kontrol,

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max}$, maka didapat $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}}$ sehingga digunakan $\rho_{\min} = 0,0048$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0048 \times 1950 \times 1300 \\ &= 12224,1 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D25

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tulangan} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As pasang}} \\
 &= \frac{12224,1 \text{ mm}^2}{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 25^2} \\
 &= \frac{12224,1 \text{ mm}^2}{490,87} \\
 &= 25
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan **25 D25**.

b. Tulangan Geser

$$\begin{aligned}
 V_u &= 13801851,71 \text{ N} \\
 f_c' &= 30 \text{ Mpa} \\
 f_y &= 400 \text{ Mpa} \\
 H &= 1950 \text{ mm} \\
 b &= 1350 \text{ mm} \\
 d' &= 50 \text{ mm} \\
 d &= 1900 \text{ mm} \\
 \phi_v &= 0,75
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1950 \times 1350 \\
 &= 2403132,721 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{b w \times d}{3} \\
 &= \frac{1950 \times 1900}{3} \\
 &= 1235000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Kontrol kondisi Geser

1. V_u < $0,5 \times \phi \times V_c$
 $13801,85$ < $841096,45$ **OKE**
2. $0,5 \times \phi \times V_c$ < V_u < $\phi \times V_c$
 $841096,45$ < $13801,85$ > $1682192,90$ **OKE**
3. $\phi \times V_c$ < V_u < $\phi (V_c + V_{smin})$
 $1682192,90$ > $13801,85$ > $2125526,238$ **OKE**
4. $\phi (V_c + V_{smin})$ < V_u < $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} \times b \times d)$
 $2125526,238$ > $13801,85$ > $4110429,576$
NOT OKE
5. $\phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} \times b \times d) < V_u$ < $\phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} \times b \times d)$
 $4110429,576$ > $13801,85$ < $6538666,248$
NOT OKE

Dari syarat kondisi geser tersebut didapat kondisi 1-3 memenuhi syarat tulangan geser.

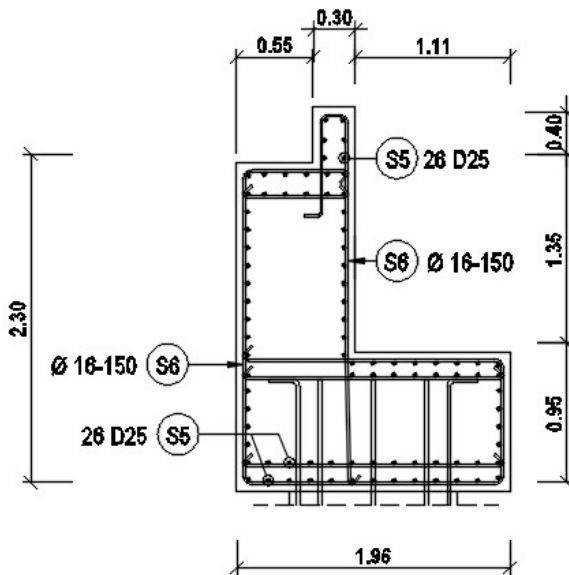
Derencanakan tulangan geser 2 kaki diameter $\emptyset 13$

$$\begin{aligned} A_v &= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \emptyset^2 \\ &= 2 \times 0,25 \times 3,14 \times 13^2 \\ &= 265,33 \end{aligned}$$

Jarak antak sengkang

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{265,33 \times 400 \times 1900}{1235000} \\ &= 163,28 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan sengkang dengan diameter $\emptyset 13 - 150 \text{ mm}$



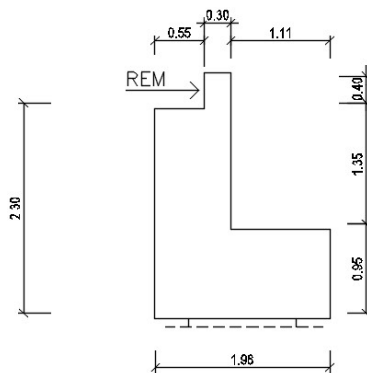
Gambar 5.23 penulangan pierhead

5.2.8 Perhitungan Longitudinal Stopper

Perhitungan analisis dinding abutment berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimate). Berikut di bawah ini analisis perencanaan longitudinal stopper.

5.1.7.1 Analisis Longitudinal Stopper

Analisis pembebanan long stopper ditunjukkan pada Gambar 5.18 dengan beban yang bekerja yaitu beban sendiri, beban tekanan tanah aktif, beban korbels, beban rem, beban tekanan tanah akibat gempa, dan beban gempa.



Gambar 5.24 Analisa pembebanan pada Long Stopper

7. Berat sendiri

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times W_c \\ &= 0,74 \times 0,3 \times 2,5 \\ &= 5,55 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

8. Berat korbels

$$\begin{aligned} q &= (H_1 + H_2) / 2 \times L \times W_c \\ &= 2,57 \times 0,7 \times 2,5 \\ &= 44,98 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

9. Beban gempa

Csm	=	1.04
R bang. Bawah	=	1
R bang. Atas	=	1
W set. Bang. Atas	=	3444.675 kN
Beban Sendiri Long Stop	=	139,86 kN
Berat Korbel	=	1133,4 kN

Beban Gempa Akibat Bang. Atas

$$Eq = \frac{C_{sm}}{R} W_t = \frac{0,7}{1} \times 3444,7 = 2411,3 \text{ kN}$$

$$q = \frac{Eq}{B} W_t = \frac{2411,3}{25,2} = 95,7 \text{ kN/m}$$

Beban Gempa Long Stop

$$Eq = \frac{C_{sm}}{R} W_t = \frac{0,7}{1} \times 139,9 = 97,9 \text{ kN}$$

$$q = \frac{Eq}{B} W_t = \frac{97,9}{25,2} = 3,88 \text{ kN/m}$$

10. Beban rem

$$TB = 80 \text{ kN}$$

$$q = TB / B$$

$$= 80/25,2$$

$$= 3,17 \text{ kN/m}$$

5.1.7.2 Perhitungan Gaya dan Momen pada Long Stop

- Kombinasi 1 ($1.3D + 2L + 2Tb + 1.2\text{ Tew} + 1.25\text{ Ta}$)

Tabel 5.27 Kombinasi 1 Long Stop

No	Aksi / beban	fak. Beban	Vu kN.m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kNm/m ²
1	Berat sendiri	1.30	62.3675		0.200	12.4735
2	Berat long stop	1.30		3.174603	0.400	1.2698413
	Total		62.3675	3.174603		13.743341

- Kombinasi 2 ($1,3D + 1EQ + 1Taq$)

Tabel 5.28 Kombinasi 2 Long Stop

No	Aksi / beban	fak. Beban	Vu kN.m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kNm/m ²
1	Berat sendiri	1.30	62.3675		0.200	12.4735
2	Beban Gempa	1.25		118.0738	0.400	47.2295
	Total		62.3675	118.0738		59.703

Untuk penulangan dinding abutment dipakai hasil reaksi dari Kombinasi 2 ($1,3D + 1EQ + 1Taq$). Momen yang dipakai untuk perencanaan penulangan dinding abutment sebesar :

59,703 kN.m/m'

5.1.7.3 Perhitungan Penulangan Long Stop

- *penulangan lentur*

f_c'	= 30	MPa	d'	= 50	mm
f_y	= 1200	mm	d	= 600	mm
h	= 300	mm	ϕ	= 0,8	
b	= 1000	mm			

- *Tulangan utama*

$$M_u = 121,9 \text{ kN/m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{121,9}{0.8} = 152,38 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{152,38 \times 10^6}{1000 \times 62500} = 2,438 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 30}{390} \times \frac{600}{600 + 390} = 0,034 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0.0036$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0,034 \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c} = \frac{390}{0.85 \times 30} = 15,29$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,29} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 2,438}{390}} \right)$$

$$= 0,0065$$

Cek nilai ρ

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0,0036 < 0,0065 < 0,025$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0135 \times 1000 \times 250 \\ &= 1645,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D - 29

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 841 \\ &= 660,185 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{660,185 \times 1000}{1645,7} = 401,15 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama D29 – 400 , ($A_s = 1650,5 \text{ mm}^2$)

- ***Tulangan Bagi***

Tulangan Bagi yang dipasang pada arah memanjang jembatan,
Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s' &= 0.5 \times A_s \\ &= 0.5 \times 1645,7 \\ &= 822,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D - 19

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times \pi \times D^2 \\ &= 0.25 \times 3.14 \times 361 \\ &= 283,39 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{283,39 \times 1000}{822,9} = 596 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi D95 – 300 , ($A_s = 944 \text{ mm}^2$)

- Penulangan geser

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 1200 \text{ mm}$$

$$h = 1300 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

$$d = 1250 \text{ mm}$$

$$\phi = 0,8$$

$$V_u = 65682,5 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d \\ &= \frac{1}{6} \sqrt{30} 1000 \times 250 \\ &= 228217,7 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{s \text{ min}} &= \frac{B \cdot D}{3} \\ &= \frac{250000}{3} \\ &= 83333,3 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek kondisi geser

$$6. V_u < 0.5 \times \phi \times V_c$$

$$65682,5 < 79876.206 \quad \text{ok}$$

$$7. 0.5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$$

$$79876.206 > 65682,5 < 159752.412 \quad \text{not ok}$$

$$8. \phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_s \min)$$

$$159752.412 > 65682,5 < 218085.745 \quad \text{not ok}$$

$$9. \phi (V_c + V_s \min) < V_u < \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$$

$$218085.745 > 65682,5 < 479257.237 \quad \text{not ok}$$

$$10. \phi (V_c + 1/3 \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + 2/3 \sqrt{f_c'} b_w d)$$

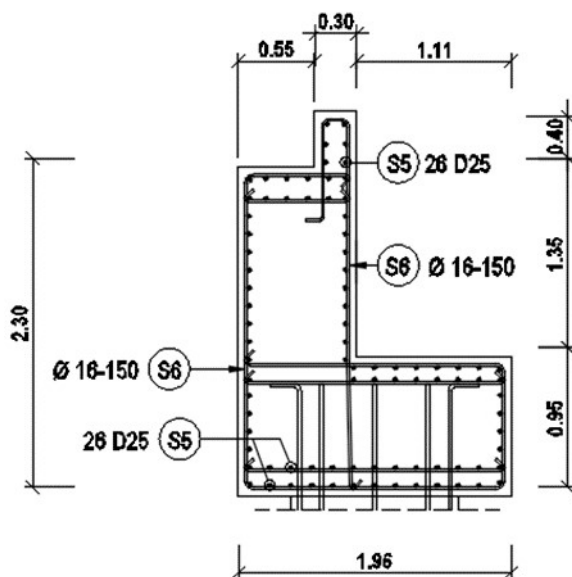
$$479257.237 > 65682,5 < 798762.06 \quad \text{not ok}$$

Didapatkan dari perhitungan diatas masuk pada kondisi 1 Maka direncanakan tulangan praktis geser Ø 12 - 125

$$\begin{aligned} A_v &= 1 \times A_s & A_v \text{ min} &= D \times 500/3f_y \\ &= 1 \times 113,09 & &= 106,8 \quad \text{ok} \\ &= 113,09 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \times f_y \times D}{V_s \text{ min}} \\ &= \frac{113,09 \times 390 \times 250}{83333,3} = 132,3 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S \text{ min} &= D/2 \\ &= 250/2 \\ &= 125 \quad \text{ok} \end{aligned}$$



Gambar 5.25 penulangan longstop

BAB VI

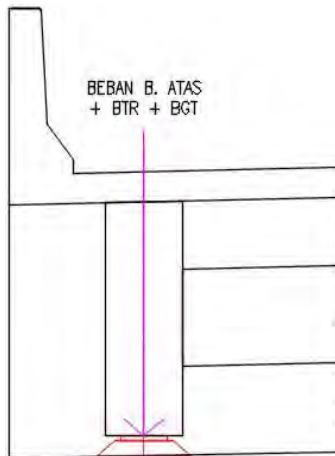
PERENCANAAN PERLETAKAN JEMBATAN

6.1 Preliminary Design Perletakan

Perletakan yang akan digunakan sebagai perencanaan menggunakan perletakan jenis elastomer laminasi, dengan menggunakan karet IHRD dengan kekerasan 53 ± 5 , mempunyai sisi elastomer minimum sebesar 6 mm dan atas dan bawah sebesar 4 mm. mengacu pada BMS BDM 1992 pasal 7.2.1

6.2 Menentukan Beban dan Gerakan Terburuk

- Beban tegak lurus terhadap tumpuan
beban tegak lurus diambil gaya yang menumpu pelat kantilever dan parapet yang dianggap memiliki gaya yang paling kritis.



Gambar 6.1 Beban tegak lurus terhadap perletakan

1. $\frac{1}{2}$ (Beban parapet 24 m)
 $v \text{ parapet} = 0,57 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 12 \text{ m}$
 $= 171 \text{ kN}$
2. $\frac{1}{2}$ (Beban plat lantai 1,05 m)
 $q \text{ plat} = 0,25 \text{ m} \times 1,05 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 12 \text{ m}$
 $= 78,75 \text{ kN}$
3. $\frac{1}{2}$ (Beban aspal pada plat lantai 1,05m)
 $q \text{ aspal} = 0,10 \text{ m} \times 1,05 \text{ m} \times 22 \text{ kN/m}^3 \times 12 \text{ m}$
 $= 22,72 \text{ kN}$
4. $\frac{1}{2}$ (Beban genangan hujan pada plat lantai 1,05m)
 $q \text{ hujan} = 0,05 \text{ m} \times 1,05 \text{ m} \times 10 \text{ kN/m}^3 \times 12 \text{ m}$
 $= 6,3 \text{ kN}$
5. $\frac{1}{2}$ (Beban hidup lalu lintas)
 $v \text{ abt} = 104,16 \text{ kN}$
6. Beban akibat diafragma
 $q \text{ diag.} = 12 \times 0,26 \text{ m}^3 \times 25 \text{ kN/m}^3$
 $= 76,68 \text{ kN}$
7. $\frac{1}{2}$ (Berat sendiri girder jembatan)
 $q \text{ girder} = 1,02 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 12 \text{ m}$
 $= 306 \text{ kN}$

Tabel 6. 1 Rekapitulasi beban vertikal perletakan

No.	Beban vertikal	Gaya (kN)
1.	1/2 (Beban parapet 25 m)	171.00
2.	1/2 (Beban plat lantai (1,58 m)	78.75
3.	1/2 (Beban aspal pada plat lantai (1,58 m)	27.72
4.	1/2 (Beban genangan hujan pada plat lantai (1,58 m)	6.30
5.	1/2 (Beban hidup lalu lintas)	104.16
6.	Beban akibat diafragma	76.68
7.	1/2 (Berat sendiri girder jembatan)	306.00
Total V. Elastomer'		770.61

- Beban tegak lurus terhadap tumpuan
 beban horizontal diambil gaya yang terbesar yang terjadi pada struktur atas yaitu :

1. Gaya rem

$$t_{rem} = 75 \text{ kN} / 6$$

$$= 12,50 \text{ kN}$$

2. Beban gempa akibat struktur bangunan atas

$$eq = 1205,63 / 6$$

$$= 200,93$$

Tabel 6. 2 Rekapitulasi beban horizontal pada perletakan

No.	Beban vertikal	Gaya (kN)
1.	Gaya Rem	12.50
2.	Beban gempa akibat bangunan atas	200.94
Total H. Elastomer'		213.44

6.3 Tahap Perencanaan Dimensi Elastomer

Penentuan dimensi rencana elastomer sesuai dengan BMS BDM pasal 7.1.1 tabel 7.4 (g).

Tabel 6.3 Lampiran tabel spek elastomer

Ukuran denah 480 mm x 380 mm									
Tebal pelat baja 5		Tebal selimut sisi 10				Tebal selimut atas dan bawah 6			
Jumlah lapis karet dalam	Tinggi keseluruhan	Kekakuan tekan terhitung pada geser nol	Kekakuan geser rata-rata	Kekakuan perputaran terhitung	Kapasitas lendutan geser	Beban ternilai pada perputaran nol		Beban ternilai pada perputaran maksimum	
	mm	10^3 kN/m	10^3 kN/m	kNm/rad	mm	pada geser maksimum kN	pada geser nol kN	pada geser maksimum kN	pada geser nol kN
Tebal karet dalam 9									
4	73	1358	2.62	5371	33.6	2484	2484	1166	1562
6	101	1005	1.91	3967	42.5	2484	2484	1192	1578
8	129	798	1.50	3145	48.2	2484	2484	1223	1588
10	157	661	1.23	2605	51.3	2484	2484	1255	1594
Tebal karet dalam 12									
3	68	976	2.62	3620	33.6	2133	2484	1004	1353
5	102	641	1.75	2358	44.6	2129	2484	1012	1341
7	136	477	1.31	1748	50.6	2066	2404	1036	1335
10	187	344	0.95	1250	66.0	1428	1748	1018	1331
Tebal karet dalam 15									
3	77	593	2.21	2113	38.7	1702	2434	857	1157
5	117	376	1.45	1329	48.9	1726	2122	869	1136
7	157	275	1.08	969	58.5	1321	1578	868	1126
9	197	217	0.86	763	72.0	1005	1256	848	1120

Sesuai dengan lampiran diatas, perencanaan dimensi elastomer menyesuaikan dengan jenis – jenis elastomer pada peraturan BMS BDM, maka direncanakan perletakan elastomer dengan dimensi 480 x 380 x 136.

Tabel 6. 4 Dimensi perletakan elastomer

Jumlah Lapis karet dalam	Tebal karet dalam	Tinggi Keseluruhan	Tebal selimut sisi	Tebal selimut atas &	Tebal Pelat baja
(n)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
7	12	136	10	6	5

**Gambar 6.2** sketsa rencana elastomer 2

Tabel 6. 5 Data dan spesifikasi elastomer

No	Deskripsi besaran	Simbol	Nilai	Satuan
1	Kekerasan karet	IHRD	53	
2	Modulus Geser	G	0.69	Mpa
3	Modulus Total	B	2000	Mpa
4	Panjang Perletakan	a	480	mm
5	Lebar Perletakan	b	380	mm
6	Tebal Selimut	tc	10	mm
7	Tebal Lapis Dalam	ti	110	mm
8	T. lapis eff selimut	te	16	mm
9	T. lapis eff dalam	te	110	mm
10	Tebal pelat baja	ts	5	mm
11	Tebal total elastomer	t	136	mm
12	Jumlah lubang baut	N	-	-
13	Diameter lubang baut	D	-	-
14	Luas denah total karet	At	182400	mm ²
15	Luas denah permukaan	A	-	-

6.4 Kontrol Perletakan Elastomer

Sesuai dengan BMS BDM pasal 7.1.1 tabel 7.6 terdapat 9 tahap pemeriksaan pada perletakan elastomer.

1. Pemeriksaan tahap 1 (terhadap luas efektif minimum)

Data pemeriksaan tahap 1 :

δa = gerakan tangential arah dimensi memanjang (a)

δb = gerakan tangential arah dimensi melintang (b)

H = Gaya horizontal pada perletakan (kN)

A.eff = Luas efektif minimum

Menghitung gerakan tangential :

$$\delta a = \delta b = \frac{H \times t}{1000 \times A_t \times G}$$

$$\begin{aligned}\delta a = \delta b &= \frac{213439,4 \times 136}{1000 \times 182400 \times 0,69} \\ &= 0,23\end{aligned}$$

Menghitung luas efektif minimum :

$$\begin{aligned}A_{eff} &= A_t \times \left(1 - \frac{\delta a}{480} - \frac{\delta b}{380}\right) \\ A_{eff} &= 182400 \times \left(1 - \frac{0,23}{480} - \frac{0,23}{380}\right)\end{aligned}$$

Kontrol tahap 1 :

$$\frac{A_{eff}}{0,80 A_t} \geq 1,0$$

$$\frac{182423}{145920} \geq 1,0$$

$$1,25 \geq 1,0$$

Ok

Kontrol faktor bentuk : $4 \leq S \leq 12$

$$S = \frac{a \times b}{2 \times (a+b) \times t}$$

$$S = \frac{480 \times 380}{2 \times 860 \times 16}$$

$$= 6,63$$

Ok

2. Pemeriksaan tahap 2 (terhadap regangan total max)

$\alpha_a = \alpha_b =$ Perputaran relative dari permukaan atas dan bawah perletakan.

$$\alpha_a = \alpha_b = 0,035 \text{ radian}$$

$$\epsilon_{sr} = \frac{\alpha_a \times a^2 \times \alpha_b \times b^2}{2 \times t_i \times t}$$

$$\epsilon_{sr} = \frac{0,035 \times 230400 \times 0,035 \times 144400}{2 \times 110 \times 136}$$

$$\epsilon_{sr} = 0,438$$

$$\epsilon_{sc} = \frac{6 \times SV \times 10^3}{3 \times A_{eff} \times G \times (1 + 2S^2)}$$

$$\epsilon_{sc} = \frac{6 \times 5108 \times 10^3}{3 \times 182423,1 \times 0,69 \times 88,9}$$

$$\epsilon_{sc} = 0,91$$

$$\epsilon_{sh} = \frac{\delta s}{t} = \frac{0,46}{136} = 0,0034$$

$$\begin{aligned} \epsilon_T &= \epsilon_{sr} + \epsilon_{sc} + \epsilon_{sh} \\ &= 0,438 + 0,91 + 0,0034 \\ &= 1,36 \end{aligned}$$

Kontrol pemeriksaan terhadap regangan maksimum :

$$\varepsilon_T \leq \frac{2,6}{\sqrt{G}}$$

$$\varepsilon_T \leq \frac{2,6}{\sqrt{0,83}}$$

$$1,36 \leq 3,13$$

Ok

3. Pemeriksaan tahap 3 (terhadap regangan max)

Untuk nilai $A_{eff} > 0,9 A$, maka diambil data pemeriksaan sebagai berikut :

$$\varepsilon_{sh \max} = 0,7$$

$$\varepsilon_{sh} = 0,0034$$

Kontrol :

$$\frac{\varepsilon_{sh \max}}{\varepsilon_{sh}} \geq 1,0$$

$$\frac{0,7}{0,0034} \geq 1,0$$

$$206 \geq 1,0$$

Ok

4. Pemeriksaan tahap 4 (terhadap batas leleh)

Data perhitungan :

$$V = 770,61$$

$$V_{LL} = 104,16$$

$$\frac{1,4 \times V}{\varepsilon_{sc} \times V_{LL}} \times \sqrt{\frac{0,69}{G}} \geq 1,0$$

$$\frac{1,4 \times 770,61}{0,91 \times 104,16} \times \sqrt{\frac{0,69}{0,69}} \geq 1,0$$

$$11,3409$$

$$\geq 1,01$$

Ok

5. Pemeriksaan tahap 5 (terhadap tegangan max rata – rata)

Kontrol :

$$\frac{15 \times At}{V} \geq 1,0$$

$$\frac{15 \times 182400}{770610} \geq 1,0$$

$$3,55 \geq 1,0$$

Ok

6. Pemeriksaan tahap 6 (terhadap putaran max)

$$Eh = A \times G \times 1 - \frac{1}{a/b + b/a}$$

$$Eh = 125856 \times 0,69 \times 1 - \frac{1}{1,3 + 1}$$

$$Eh = 125855,51$$

$$C = 4 + \frac{a}{b} \times 6 \frac{3,3 a}{b}$$

$$C = 4 + \frac{480}{380} \times 6 \frac{1584}{380}$$

$$C = 35,59$$

$$E = Eh + \frac{C \times G \times s^2}{1 + \frac{C \times G \times s^2}{0,75 \times B}}$$

$$E = Eh + \frac{35,6 \times 0,69 \times 44}{1 + \frac{35,6 \times 0,69 \times 44}{285}}$$

$$E = 125855,5 + 225$$

$$E = 126081$$

$$dc = te + \frac{V \times 10^3}{E \times A}$$

$$dc = 110 + \frac{770610}{126081 \times 182400}$$

$$dc = 0,0037$$

Kontrol :

$$\frac{\alpha a \times a + \alpha b \times b}{\frac{4 \times d_c}{16,8 + 13,3}} \geq 1,0$$

$$\frac{4 \times 0,00037}{918,88} \geq 1,0$$

Ok

7. Pemeriksaan tahap 7 (terhada stabilitas tekan)

Kontrol :

$$\frac{2 \times b \times G \times S \times A_{eff}}{1000 \times V} \geq 1,0$$

$$\frac{760 \times 0,69 \times 6,6 \times 182423,06}{1000 \times 770,61} \geq 1,0$$

$$\frac{882,781}{882,781} \geq 1,0 \quad \text{Ok}$$

8. Pemeriksaan tahap 8 (tebal baja minimum)

Kontrol :

$$T_s = 5 \text{ mm}$$

$$\frac{T_s}{3} \geq 1,0$$

$$1,67 \geq 1,0$$

$$\frac{T_s \times A \times f_{sy}}{3000 \times V \times t_i} \geq 1,0$$

$$\frac{5 \times 182400 \times 950}{3000 \times 770,61 \times 110i} \geq 1,0$$

$$\frac{3,4}{3,4} \geq 1,0 \quad \text{Ok}$$

9. Pemeriksaan tahap 9 (tahanan gesek terhadap geseran)

Kontrol :

$$\frac{0,1 \times V \times (3000 \times A_{eff})}{H} \geq 1,0$$

$$\frac{77061 \times 547269192,8}{213439,38} \geq 1,0$$

$$\frac{2564,41}{2564,41} \geq 1,0 \quad \text{Ok}$$

Tabel 6. 6 Tabel rekapitulasi pemeriksaa 2

No.	pemeriksaan	status
1	Pemeriksaan tahap 1 (Pemeriksaan terhadap luas efektif minimum)	memenuhi
2	Pemeriksaan tahap 2 (Pemeriksaan terhadap regangan total maksimum)	memenuhi
3	Pemeriksaan tahap 3 (Pemeriksaan terhadap regangan maksimum)	memenuhi
4	Pemeriksaan tahap 4 (Pemeriksaan batas leleh)	memenuhi
5	Pemeriksaan 5 (Pemeriksaan terhadap tegangan maksimum rata - rata)	memenuhi
6	Pemeriksaan 6 (Pemeriksaan terhadap perputaran maksimum)	memenuhi
7	Pemeriksaan 7 (Pemeriksaan terhadap stabilitas tekan)	memenuhi
8	Pemeriksaan 8 (Pemeriksaan tebal baja minimum)	memenuhi
9	Pemeriksaan 9 (Pemeriksaan tahanan gesek terhadap geseran)	memenuhi

BAB VII PENUTUP

7.1 Kesimpulan

Berdasarkan analisa data eksisting dan spesifikasi yang direncanakan, maka pada modifikasi desain struktur jembatan gondang ruas tol solo-ngawi dapat disimpulkan dengan beberapa pernyataan dibawah :

1. Struktur pembatas tepi jembatan menggunakan parapet dengan tinggi 1,7 m, lebar atas 0,24 m, dan lebar bawah 0,6 m. Tulangan utama menggunakan D16–250 mm, dan tulangan bagi 3D13.
2. Pelat lantai jembatan dengan tebal 250 mm di desain menggunakan tulangan lentur D19–200 mm dan tulangan bagi D16 – 250 mm. Pelat kantilever di desain menggunakan tulangan lentur D19–200 mm dan tulangan bagi D16–250 mm.
3. Full Plate jembatan dengan tebal 500 mm di desain menggunakan tulangan lentur D25–250 mm dan tulangan bagi D25 – 250 mm.
4. Pada modifikasi desain Jembatan Gondang menggunakan balok girder konvensional dengan tipe profil I. dimana pada kondisi eksisting jembatan sebelumnya menggunakan balok girder precast tipe balok – T. Sehingga didapatkan spesifikasi balok dengan dimensi 1700 mm x 600 mm dan jarak antar balok girder 2,1 m sejumlah 12 buah dengan mutu beton $f_c'30$.

Pada girder tengah segmen 1 menggunakan tulangan lentur kan 4 D32 dan tulangan geser Ø10–75 mm. segmen 2 menggunakan tulangan lentur 16 D32 dan tulangan geser Ø10–125 mm. segmen 3 menggunakan tulangan lentur 22 D32 dan tulangan geser Ø10–300 mm. segmen 4 menggunakan tulangan lentur 24 D32 dan tulangan geser Ø10–500 mm.

Pada girder tepi segmen 1 menggunakan tulangan lentur kan 4 D32 dan tulangan geser Ø10–75 mm. segmen 2 menggunakan tulangan lentur 14 D32 dan tulangan geser Ø10–125 mm. segmen 3 menggunakan tulangan lentur 22 D32 dan tulangan geser Ø10–275 mm. segmen 4 menggunakan tulangan lentur 25 D32 dan tulangan geser Ø10–500 mm. Jarak tulangan berbeda beda tergantung dari segmen yang ditinjau.

5. Pada Jembatan Gondang, diafragma menggunakan beton konvensional dengan dimensi 710 mm x 240 mm, jarak antar diafragma 5800 mm dengan jumlah diafragma sebanyak 5 buah. Dengan tulangan lentur 6D22 dan tulangan gesernya D13-200.
6. Abutment pada Jembatan Gondang memiliki total tinggi 5,71 m dengan lebar 25,2 m. Terbagi atas beberapa bagian struktur abutment diantaranya : pile cap, long stopper, breast wall, dan korbél. Pada pile cap dipasang tulangan lentur D29–140 mm, tulangan bagi D19–120 mm, tulangan tekan D29–140 mm, dan tulangan geser 6 kaki Ø12–500 mm. Pada long stopper digunakan tulangan lentur D19–300 mm, dan tulangan bagi D19–400 mm. Pada breast wall digunakan tulangan lentur

29–125 mm, tulangan bagi D25–150 mm, dan tulangan geser 6 kaki Ø12–150 mm. Sedangkan pada korbel digunakan tulangan lentur D19–100 mm, tulangan bagi D19–200 mm, dan tulangan geser 2 kaki Ø19–600 mm.

7. Abutment memiliki bangunan pelengkap wing wall dengan tulangan utama D22–250 mm dan tulangan bagi D19–400 mm. Sedangkan pelat injak dengan tebal 300 mm menggunakan tulangan lentur D19–100 mm dan tulangan bagi D19–200 mm.
8. Perletakan jembatan menggunakan bearing pad dengan tinggi 130 mm, panjang 480 mm dan lebar 380 mm. dengan tebal lapisan plat baja 5 mm berjumlah 4 lapis. Tebal lapisan selimut sisi 10mm, tebal lapisan karet dalam 12 mm sebanyak 7 buah. Cover menggunakan karet tebal 6 mm berjumlah 2 lapis.
9. Bored Pile yang digunakan untuk pile cap abutment sebanyak 2 x 8 buah dengan diameter 1200 mm dan Bored Pile yang digunakan untuk pile cap pier sebanyak 2 x 8 buah dengan diameter 800 mm.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Litbang PU Departemen Pekerjaan Umum, 2005, *RSNI T-02-2005 (Standar Pembebanan Untuk Jembatan)*
- Badan Standarisasi Nasional (BSN), *RSNI T-12-2004 (Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan)*
- Badan Standarisasi Nasional (BSN), 2013, *SNI 03-2833-2013 (Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa)*
- Badan Standarisai Nsional (BSN), 2015, *Pedoman Perencanaan Bantalan Elastomer Untuk Perletakan Jembatan*
- Ir. Suryono Sosrodarsono, 2000. *Mekanika Tanah & Teknik Pondasi*
- Indrasurya B.Mochtar, 1995. *Mekanika Tanah Braja M. Das jilid 1*
- Anugrah Pamungkas & Erny Harianti, 2013. *Desain Pondasi Tahan Gempa*

BIODATA PENULIS



Penulis bernama lengkap Tri Loka Indra Setyawan merupakan anak ketiga dari tiga bersaudara, Lahir di Magetan pada tanggal 1 juli 1995. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN 2 Plaosan Magetan, lalu melanjutkan pendidikan di SMPN 1 Plaosan Magetan, lalu di SMAN 3 Magetan. Setelah lulus dari SMA pada tahun 2014, penulis diterima di Departemen Teknik Infrastruktur Sipil Program Studi Diploma 3 pada tahun 2014, terdaftar dengan NRP 3114030129. Di Departemen Teknik Infrastruktur Sipil ini, penulis mengambil bidang studi Bangunan Transportasi. Penulis juga pernah aktif dalam beberapa kegiatan kemahasiswaan dan berbagai kepanitiaan beberapa kegiatan yang ada selama menjadi mahasiswa. Penulis bisa dihubungi via email thr33.lk@gmail.com. Motto hidup : “perbanyaklah tali silaturahmi, kelak memudahkan akhiratmu”.

BIODATA PENULIS



Penulis bernama lengkap Ian Azhara merupakan anak pertama dari dua bersaudara, Lahir di Surabaya pada tanggal 6 April 1996. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Al Falah Surabaya, lalu melanjutkan pendidikan di SMP Muhammadiyah 5 Surabaya, lalu di SMA Negeri 14 Surabaya. Setelah lulus dari SMA pada tahun 2014, penulis diterima di Departemen Teknik Infrastruktur Sipil Program Studi Diploma 3 pada tahun 2014, terdaftar dengan NRP 3114030143. Di Departemen Teknik Infrastruktur Sipil ini, penulis mengambil bidang studi Bangunan Transportasi. Penulis juga pernah aktif dalam beberapa kegiatan kemahasiswaan, diantaranya menjadi staff Departemen Pengembangan Sumber Daya Mahasiswa di Himpunan Mahasiswa Diploma Sipil ITS pada tahun 2015 dan 2016. Selain itu, penulis juga aktif dalam berbagai kepanitiaan beberapa kegiatan yang ada selama menjadi mahasiswa. Penulis bisa dihubungi via email ianazhara@gmail.com. Motto hidup : “Berdo’alah karena Allah maha mendengar, usaha tanpa do’a itu sombong”.



GAMBAR PERENCANAAN TUGAS AKHIR TERAPAN - RC 145501

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN GONDANG STA. 49+553 PROYEK TOL SOLO-NGAWI-KERTOSONO, RUAS SOLO-NGAWI PAKET SN 1B SRAGEN, JAWA TENGAH DENGAN MENGGUNAKAN BALOK BETON KONVENSIONAL

TRI LOKA INDRA SETYAWAN
NRP. 3114 030 129

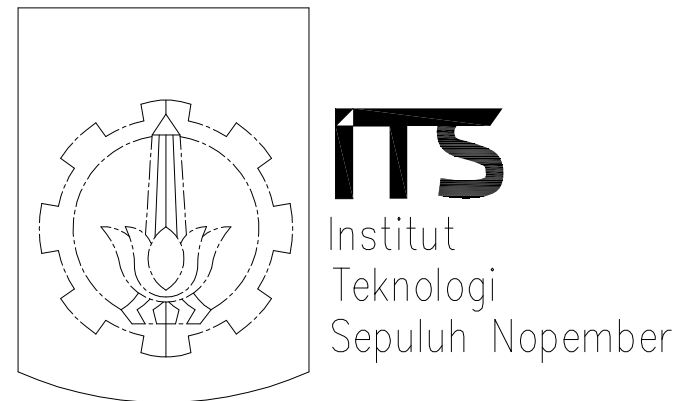
IAN AZHARA
NRP. 3114 030 143

DOSEN PEMBIMBING
Ir. CHOMAEDI, CES. M.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001

PROGRAM STUDI DIPLOMA TIGA TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2017

GAMBAR PERENCANAAN TUGAS AKHIR TERAPAN

**MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN GONDANG STA. 49+553 PROYEK TOL
SOLO-NGAWI-KERTOSONO, RUAS SOLO-NGAWI PAKET SN 1B SRAGEN, JAWA TENGAH DENGAN
MENGUNAKAN BALOK BETON KONVENSIONAL**



Tri Loka Indra Setyawan
NRP. 3114030129

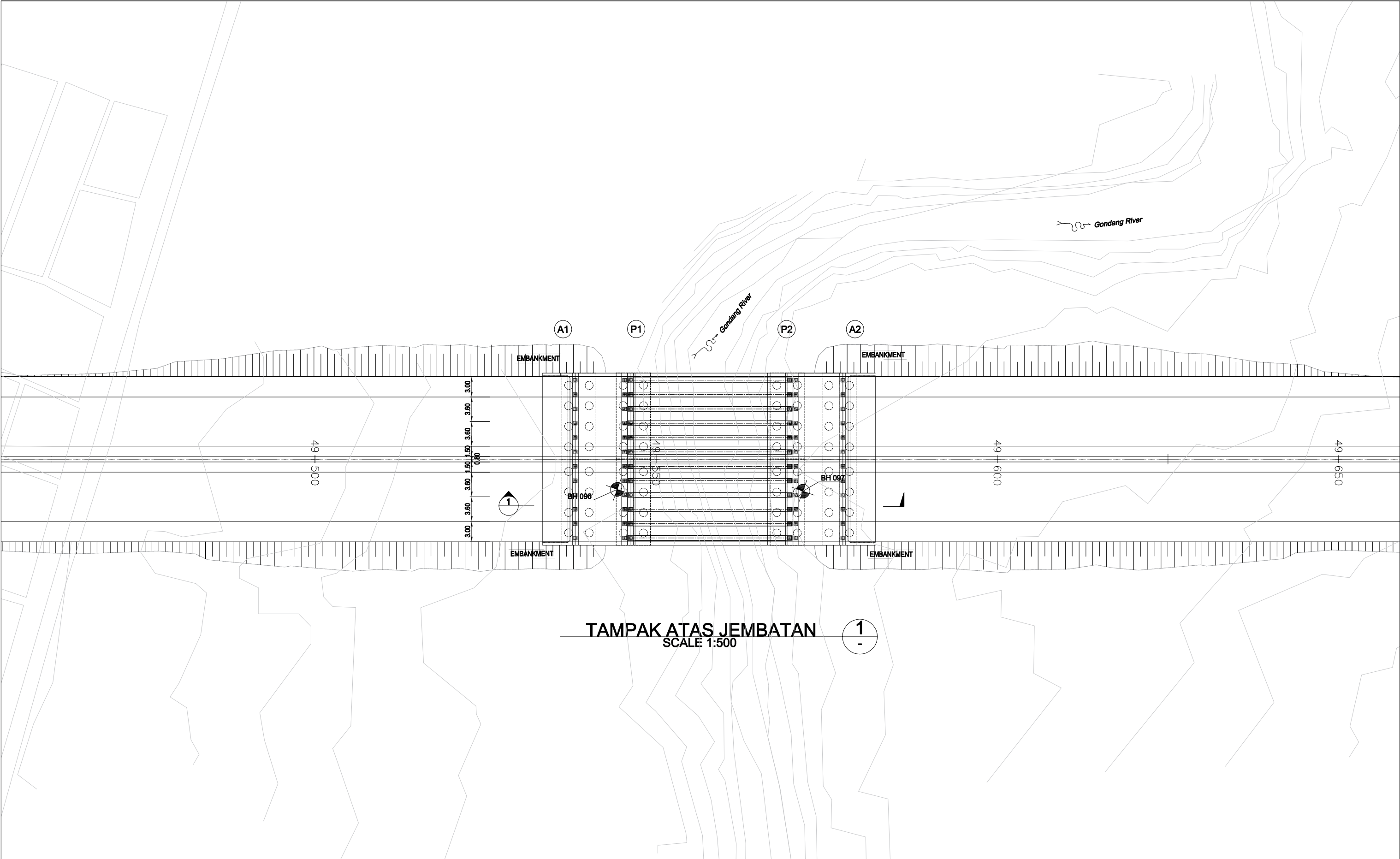
Ian Azhara
NRP. 3114030143

Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo
19550319 198403 1 001


**PROGRAM STUDI DIPLOMA TIGA TEKNIK SIPIL
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL
FAKULTAS VOKASI
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA 2017**

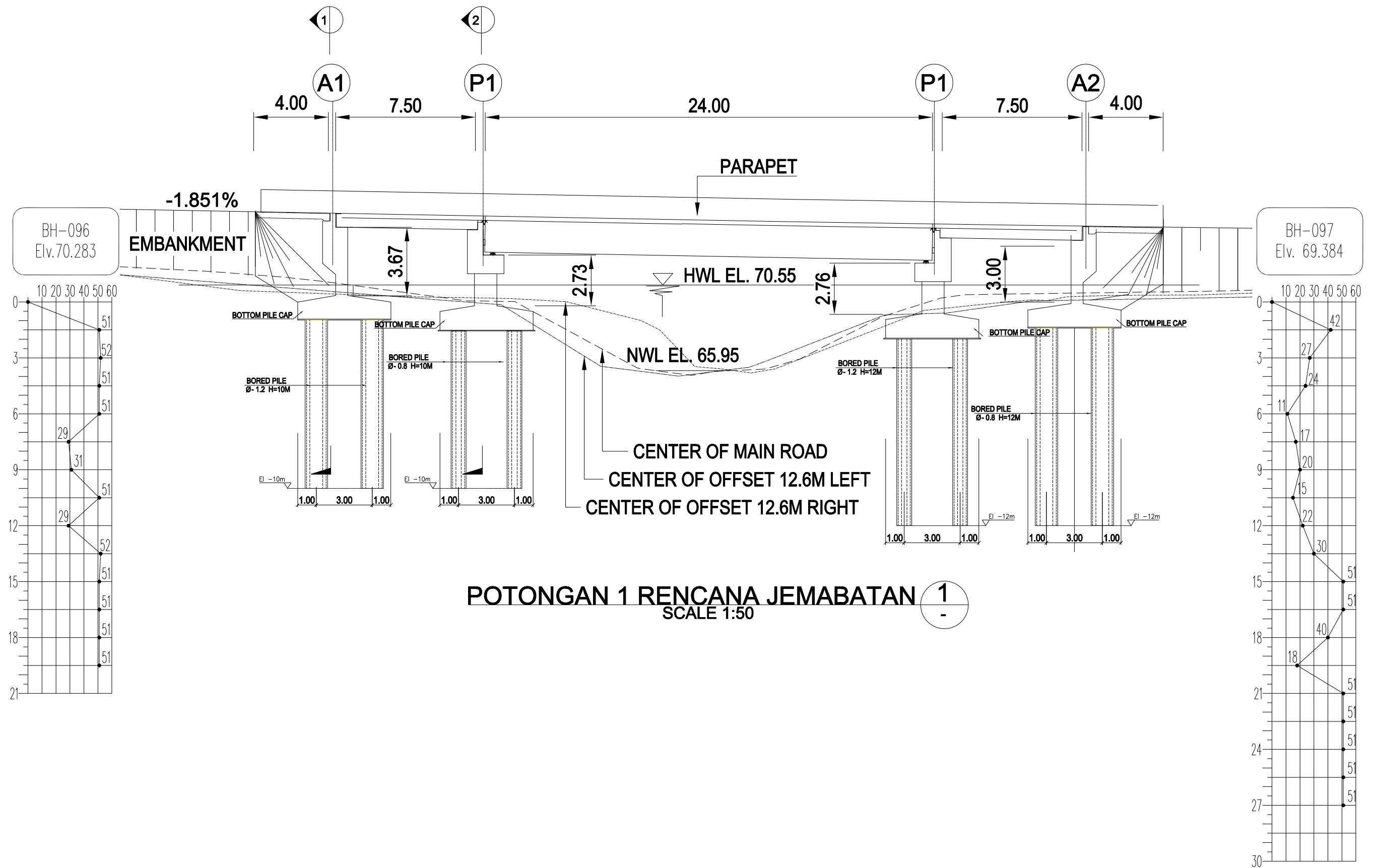
DAFTAR GAMBAR

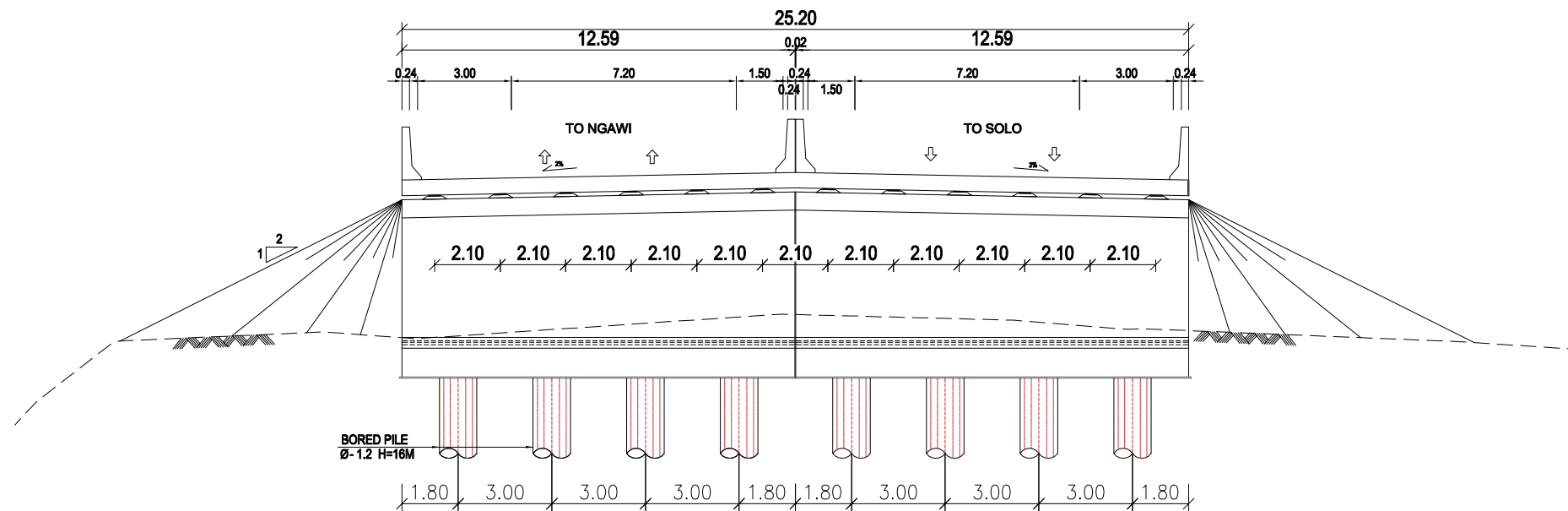
NO	JUDUL	HALAMAN
1.	DESAIN TAMPAK ATAS JEMBATAN	01
2.	DESAIN MEMANJANG JEMBATAN	02
3.	DESAIN MELINTANG JEMBATAN	03
4.	DENAH GIRDER JEMBATAN SPA 25M	04
5.	PENULANGAN PLAT 25MM	05
6.	POTONGAN DAN DETAIL PENULANGAN PLAT 25MM	06
7.	PENULANGAN FULL PLATE 50MM	07
8.	POTONGAN DAN DETAIL PENULANGAN FULL PLATE 50MM	08
9.	PENULANGAN GIRDER TENGAH DAN DIAGFRAHMA	09
10.	PENULANGAN GIRDER TEPI DAN DIAGFRAHMAS	10
11.	TAMPAK STRUKTUR ABUTMEN	11
12.	PENULANGAN ABUTMEN 1 & 2	12
13.	DETAIL PENULANGAN PILECAP ABUTMEN	13
14.	PENULANGAN WING WALL	14
15.	DETAIL PENULANGAN WING WALL	15
16.	PENULANGAN ABUTMEN	16
17.	DENAH KONFIGURASI BORED PILE ABUTMEN	17
18.	TAMPAK STRUKTUR PIER	18
19.	PENULANGAN PIER 1 & 2	19
20.	DETAIL PENULANGAN PIER	20
21.	PENULANGAN PIER	21
22.	DENAH KONFIGURASI BORED PILE PIER	22
23.	DETAIL ELASTOMER	23



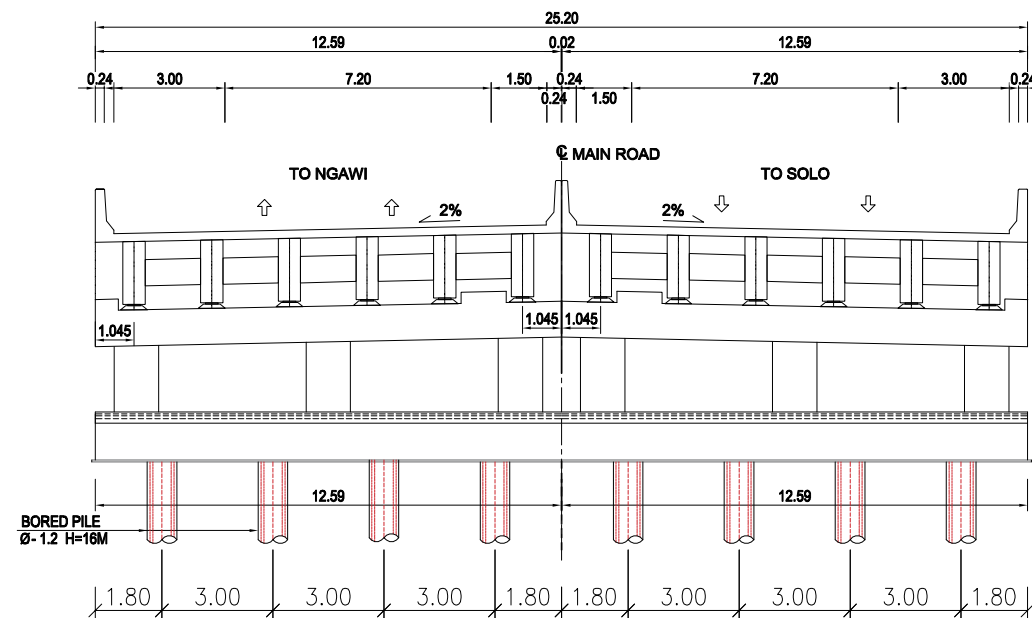
TAMPAK ATAS JEMBATAN
SCALE 1:500

	JUDUL TUGAS AKHIR	NAMA GAMBAR	SKALA	MAHASISWA I	MAHASISWA II	Menyetujui	No Gambar	Ket
	MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN GONDANG STA. 49+553 PROYEK TOL SOLO-NGAWI-KERTOSONO, RUAS SOLO - NGAWI PAKET SN 1B SRAGEN, JAWA TENGAH DENGAN MENGGUNAKAN BALOK BETON KONVENSIONAL	DESAIN TAMPAK ATAS JEMBATAN	1 : 500	Tri Loka Indra Setyawan NRP. 3114030129	Ian Azhara NRP. 3114030143	Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo 19550319 198403 1 001	01	

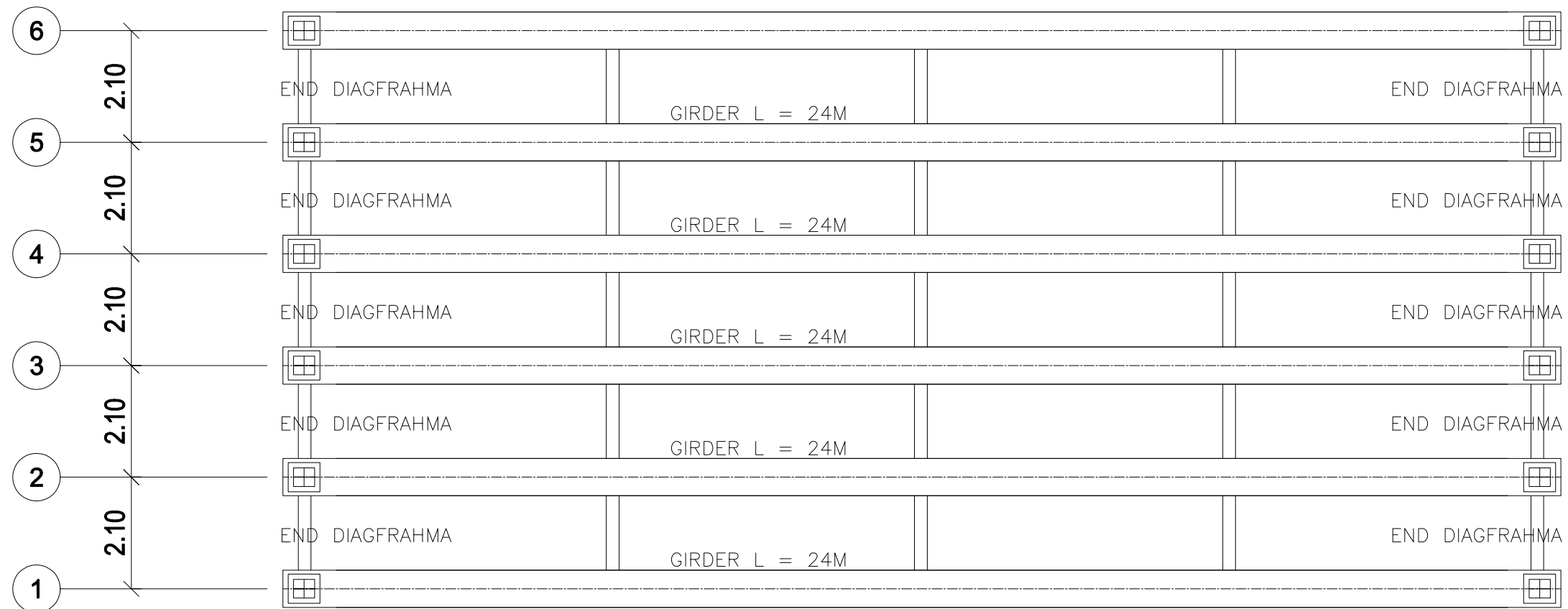




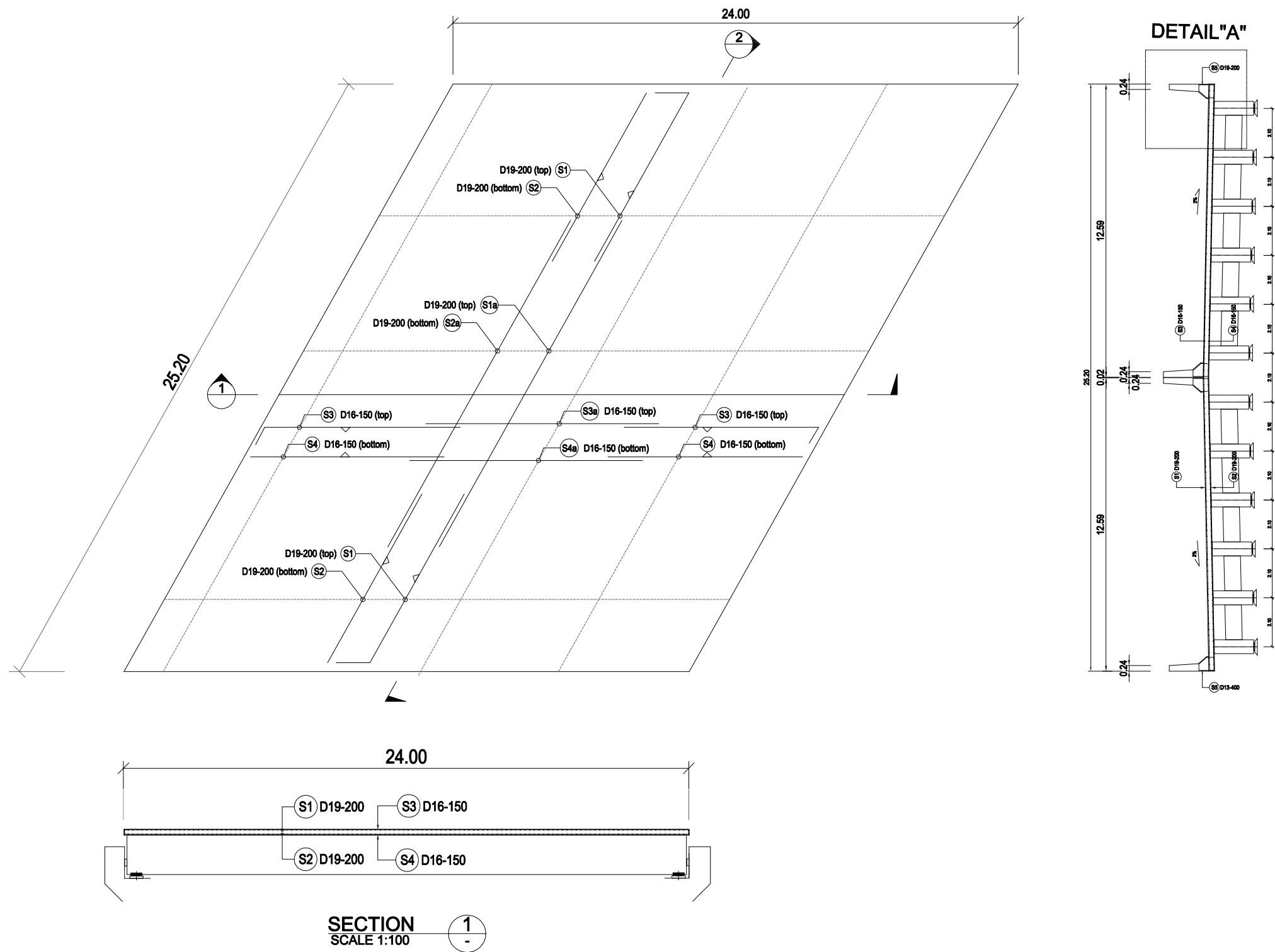
TAMPAK DEPAN ABUTMEN ①
SCALE 1:50

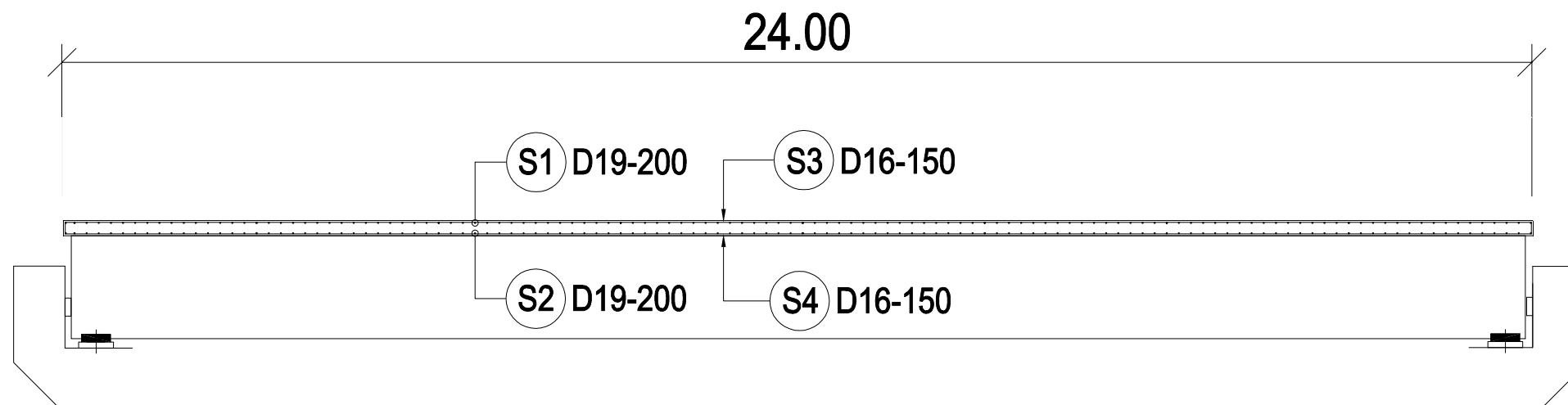


TAMPAK DEPAN PIER ②
SCALE 1:50



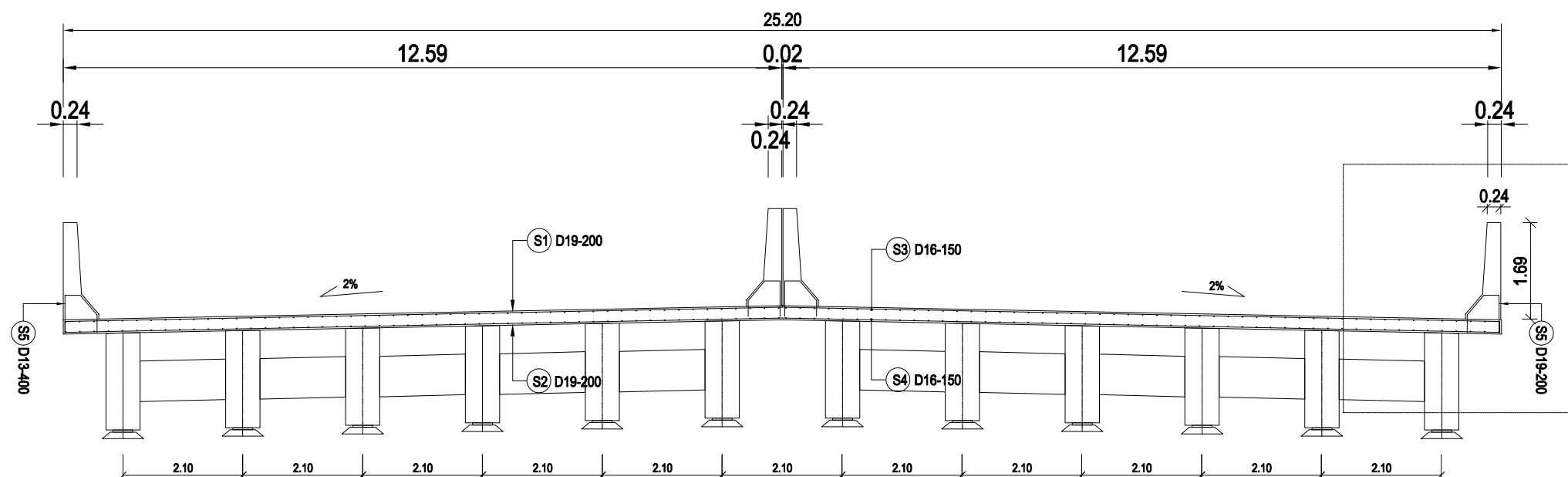
DENAH GIRDER DAN DIAGFRAHMA 1
SCALE 1:100





SECTION
SCALE 1:100

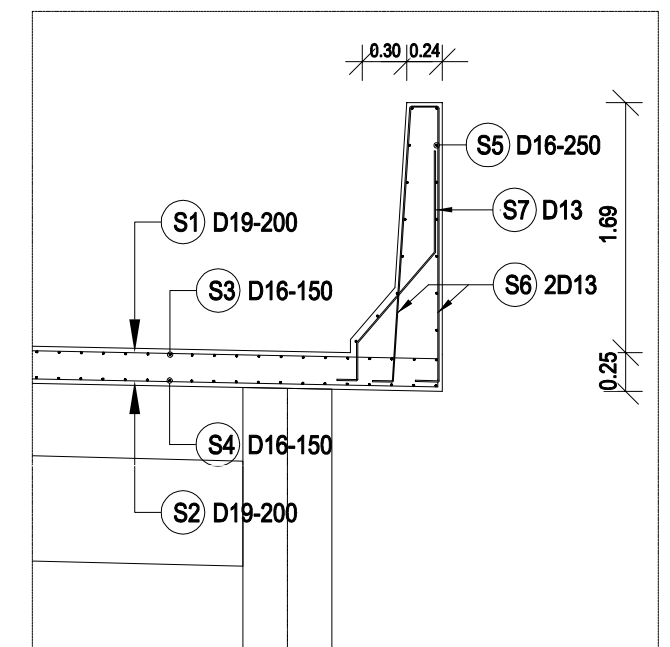
1
-



SECTION
SCALE 1:100

2
-

DETAIL "A"



DETAIL "A"
SCALE 1:50



MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN GONDANG
STA. 49+553 PROYEK TOL SOLO-NGAWI-KERTOSONO,
RUAS SOLO - NGAWI PAKET SN 1B SRAGEN,
JAWA TENGAH DENGAN MENGGUNAKAN BALOK BETON KONVENSIONAL

POTONGAN DAN
DETAIL PENUULANGAN
PLAT 25 MM

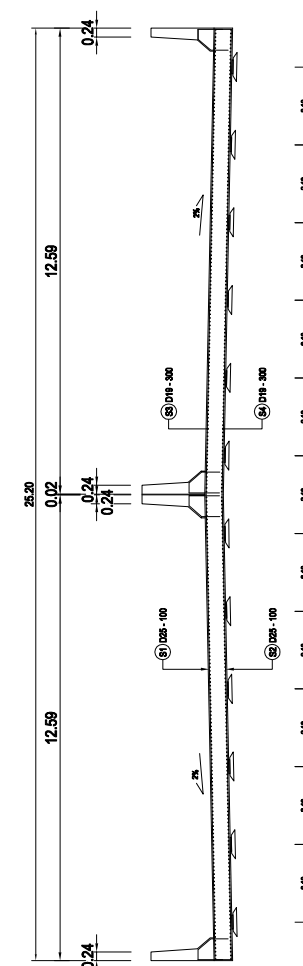
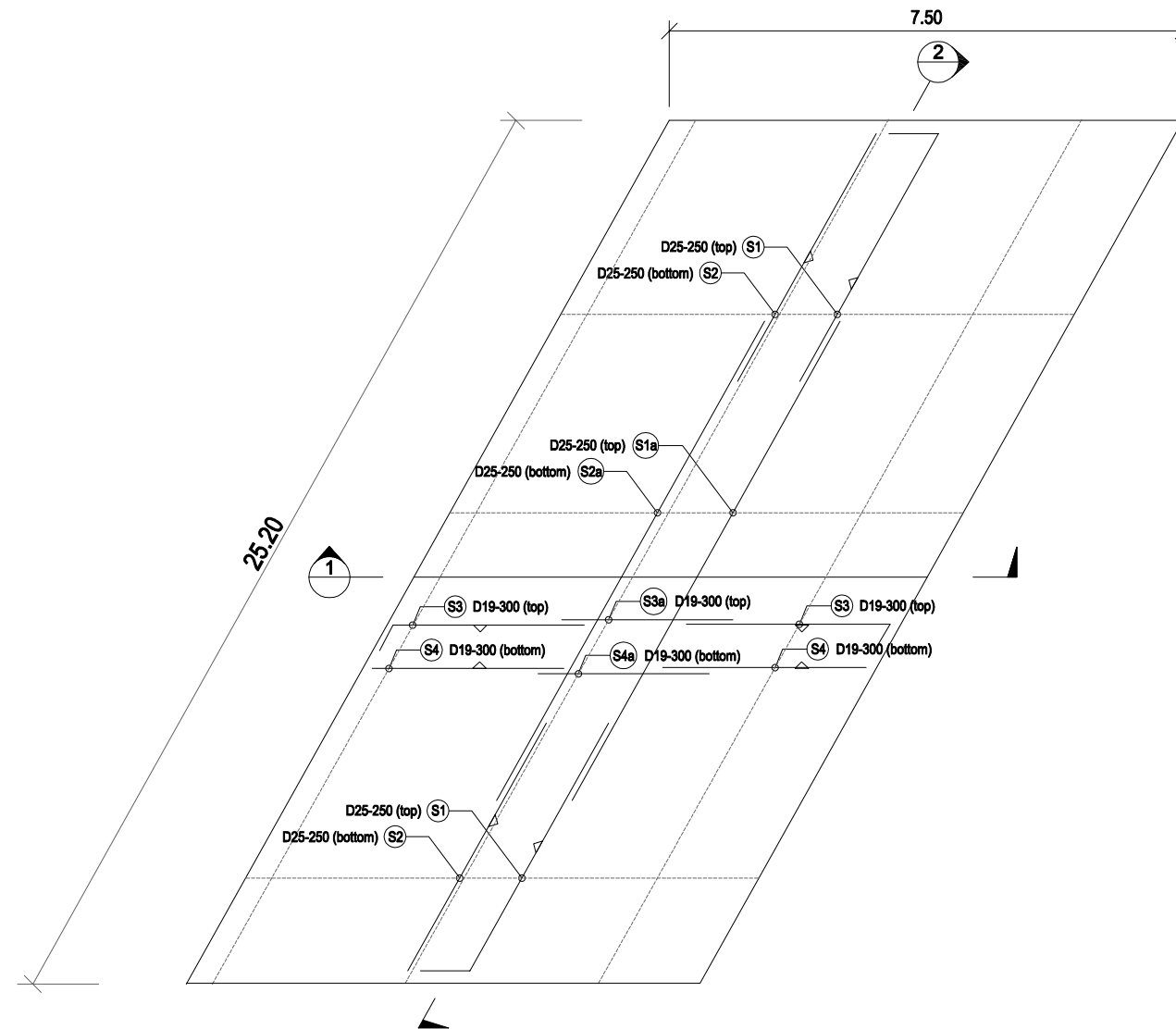
1 : 100
1 : 50

Tri Loka Indra Setyawan
NRP. 3114030129

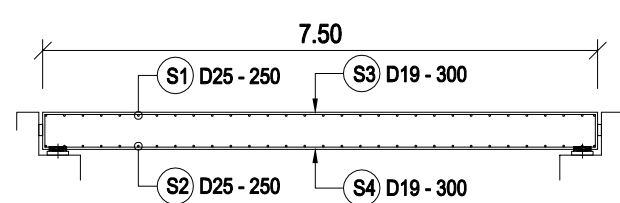
Ian Azhara
NRP. 3114030143

Ir. CHOMAEDEHI, CES.Geo
19550319 198403 1 001

06

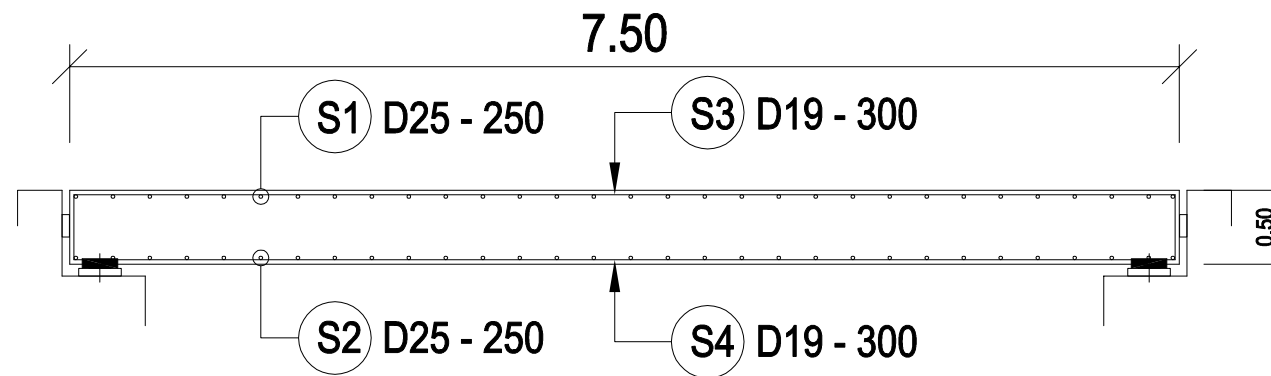


SECTION 2
SCALE 1:100



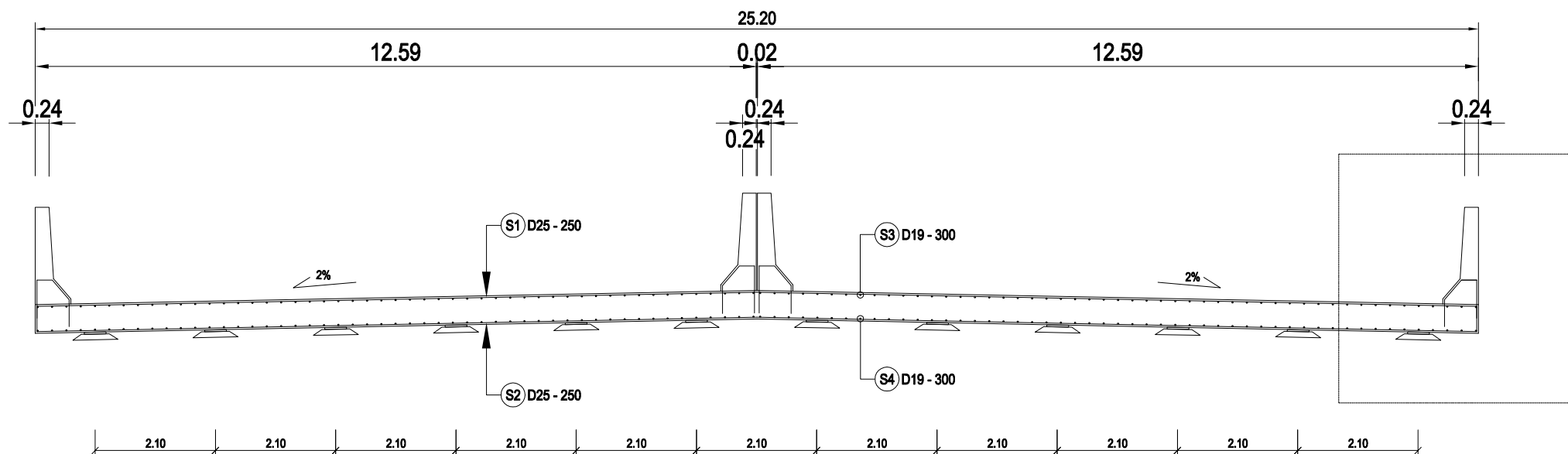
SECTION 1
SCALE 1:100

JUDUL TUGAS AKHIR	NAMA GAMBAR	SKALA	MAHASISWA I	MAHASISWA II	Menyetujui	No Gambar	Ket
MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN GONDANG STA. 49+553 PROYEK TOL SOLO-NGAWI-KERTOSONO, RUAS SOLO - NGAWI PAKET SN 1B SRAGEN, JAWA TENGAH DENGAN MENGGUNAKAN BALOK BETON KONVENSIONAL	PENULANGAN FULL PLATE 50MM	1 : 200 1 : 100	Tri Loka Indra Setyawan NRP. 3114030129	Ian Azhara NRP. 3114030143	Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo 19550319 198403 1 001	07	



SECTION
SCALE 1:50

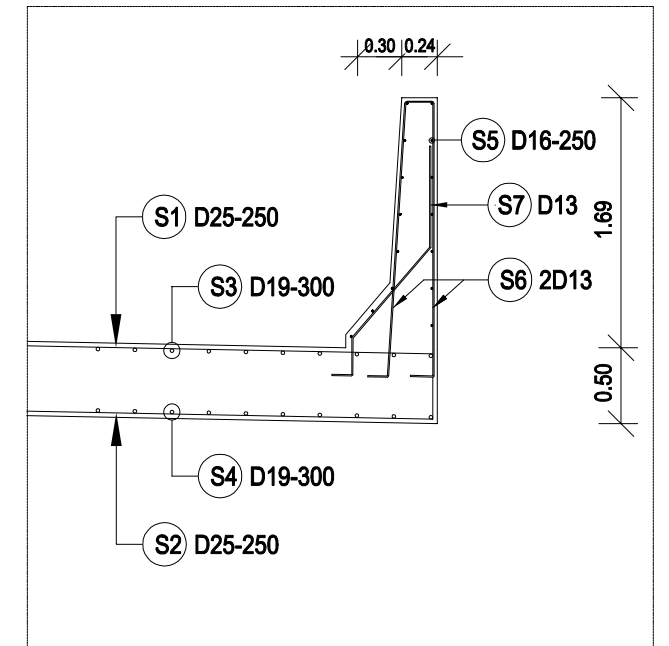
1
-



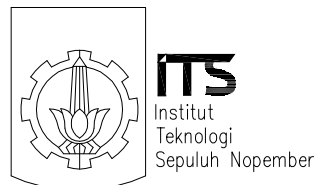
SECTION
SCALE 1:100

2
-

DETAIL "A"



DETAIL "A"
SCALE 1:50



MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN GONDANG
STA. 49+553 PROYEK TOL SOLO-NGAWI-KERTOSONO,
RUAS SOLO - NGAWI PAKET SN 1B SRAGEN,
JAWA TENGAH DENGAN MENGGUNAKAN BALOK BETON KONVENSIONAL

NAMA GAMBAR
POTONGAN DAN DETAIL
PENULANGAN FULL
PLATE 50MM

SKALA
1 : 100
1 : 50

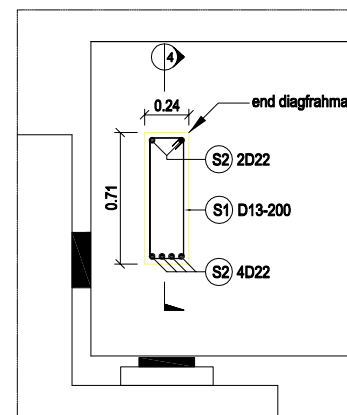
MAHASISWA I
Tri Loka Indra Setyawan
NRP. 3114030129

MAHASISWA II
Ian Azhara
NRP. 3114030143

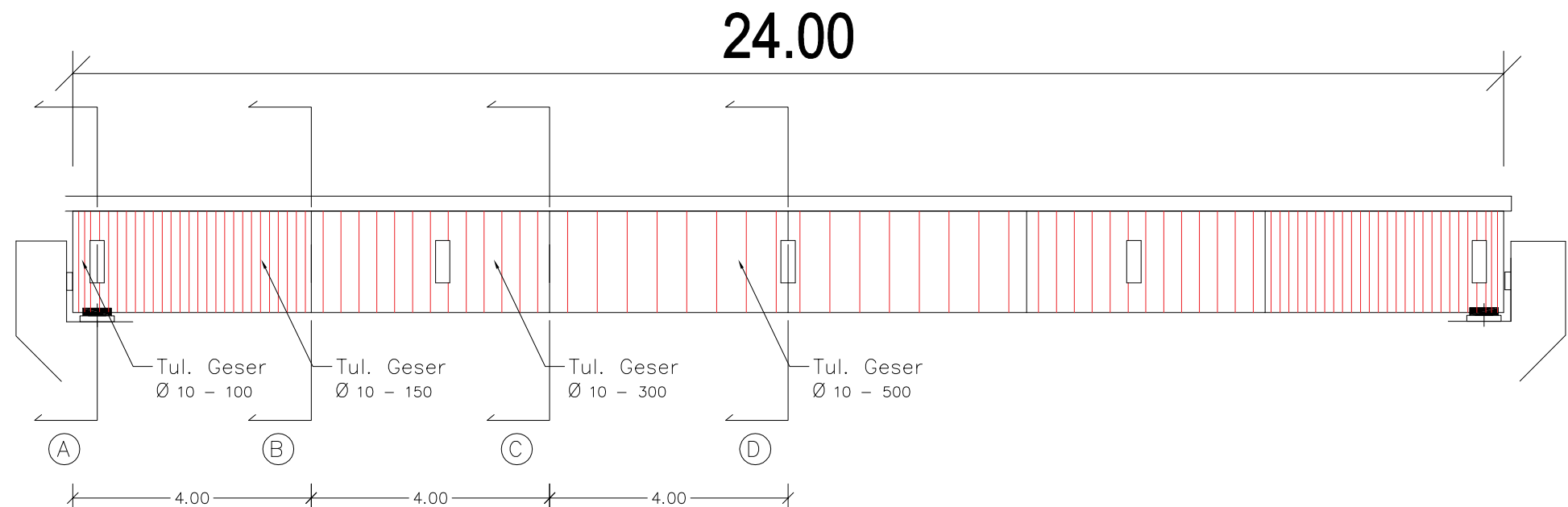
Menyetujui
Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo
19550319 198403 1 001

No Gambar
08

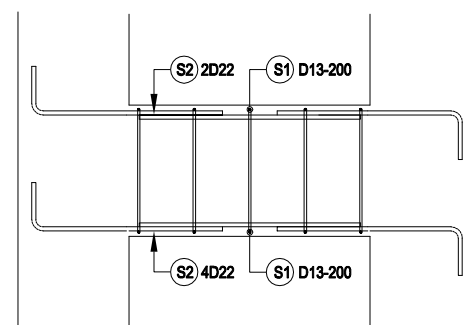
Ket



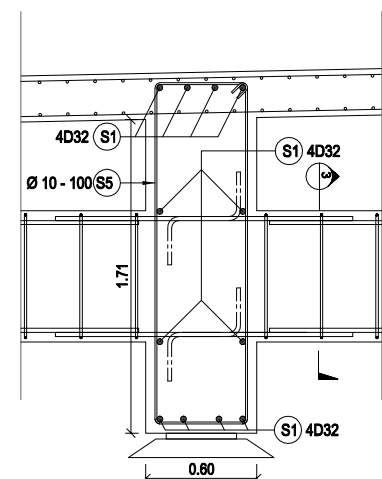
SECTION 3
SCALE 1:40



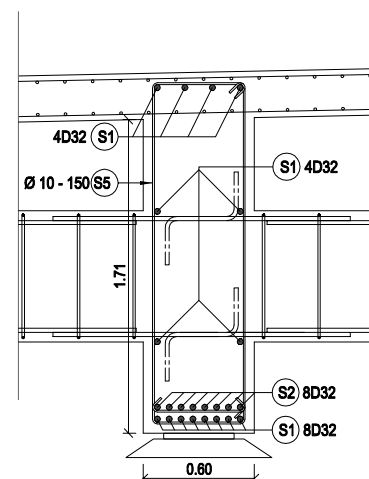
PENULANGAN GIRDER TENGAH 1
SCALE 1:100



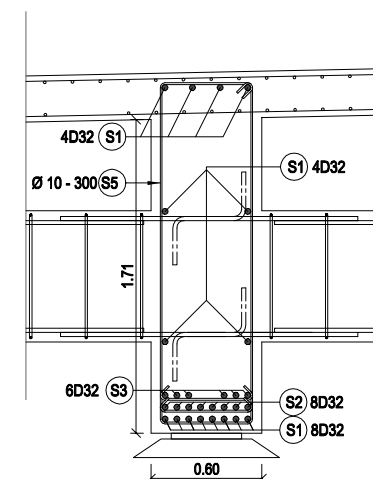
SECTION 4
SCALE 1:40



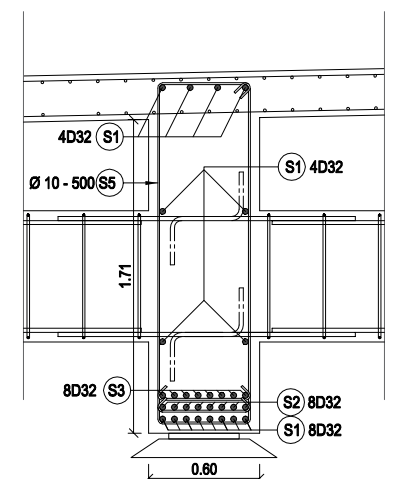
A



B

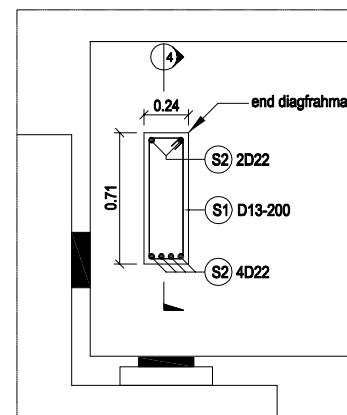


C

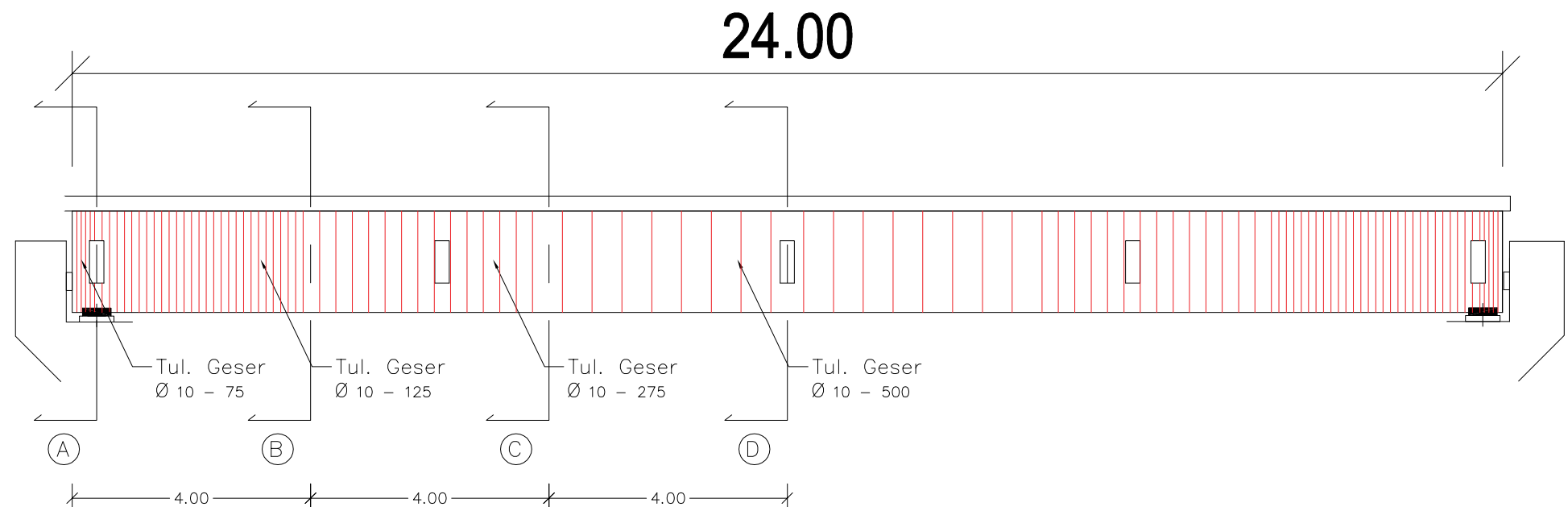


D

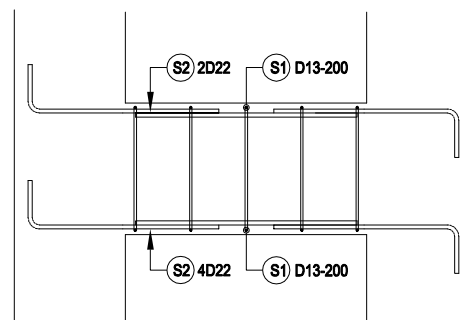
PENULANGAN GIRDER 2
SCALE 1:40



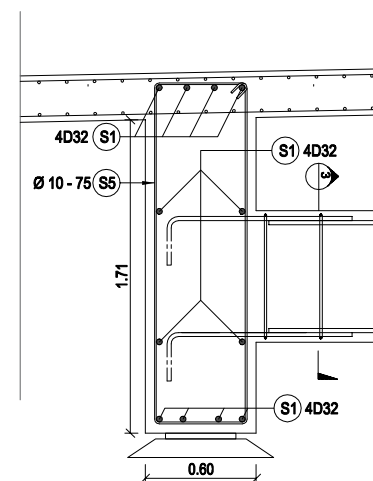
SECTION 3
SCALE 1:40



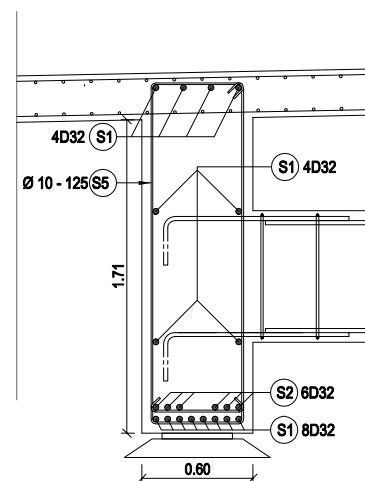
PENULANGAN GIRDER TEPI 1
SCALE 1:100



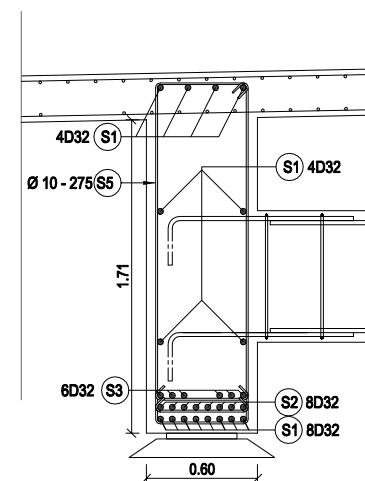
SECTION 4
SCALE 1:40



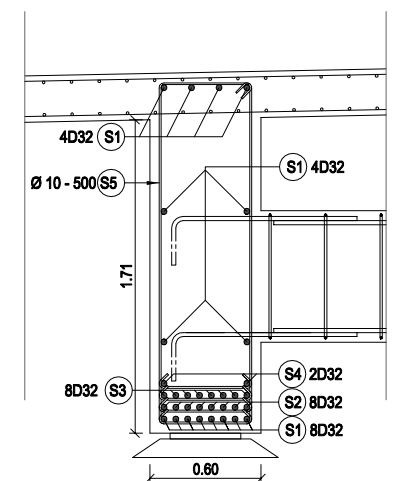
A



B

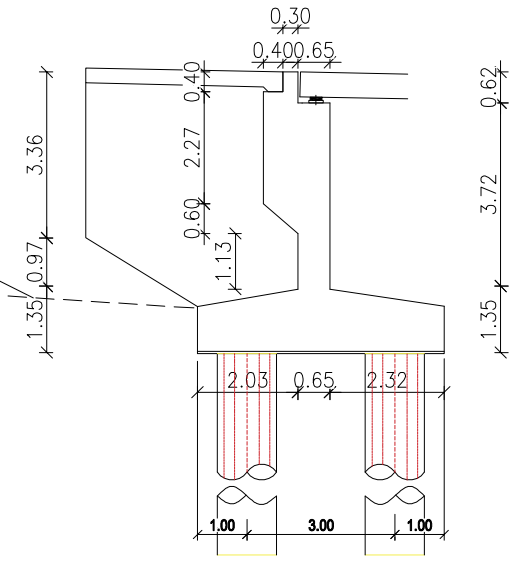


C



D

PENULANGAN GIRDER 2
SCALE 1:40



The diagram illustrates a cross-section of a bridge structure with the following components and elevations:

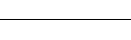
- Wing Wall**: Located at the top left.
- Pelat injak**: Located at the top center.
- Full Plate 5mm**: Located at the top right.
- Breast Wall**: Located in the middle left.
- Pile Cap**: Located at the bottom left.

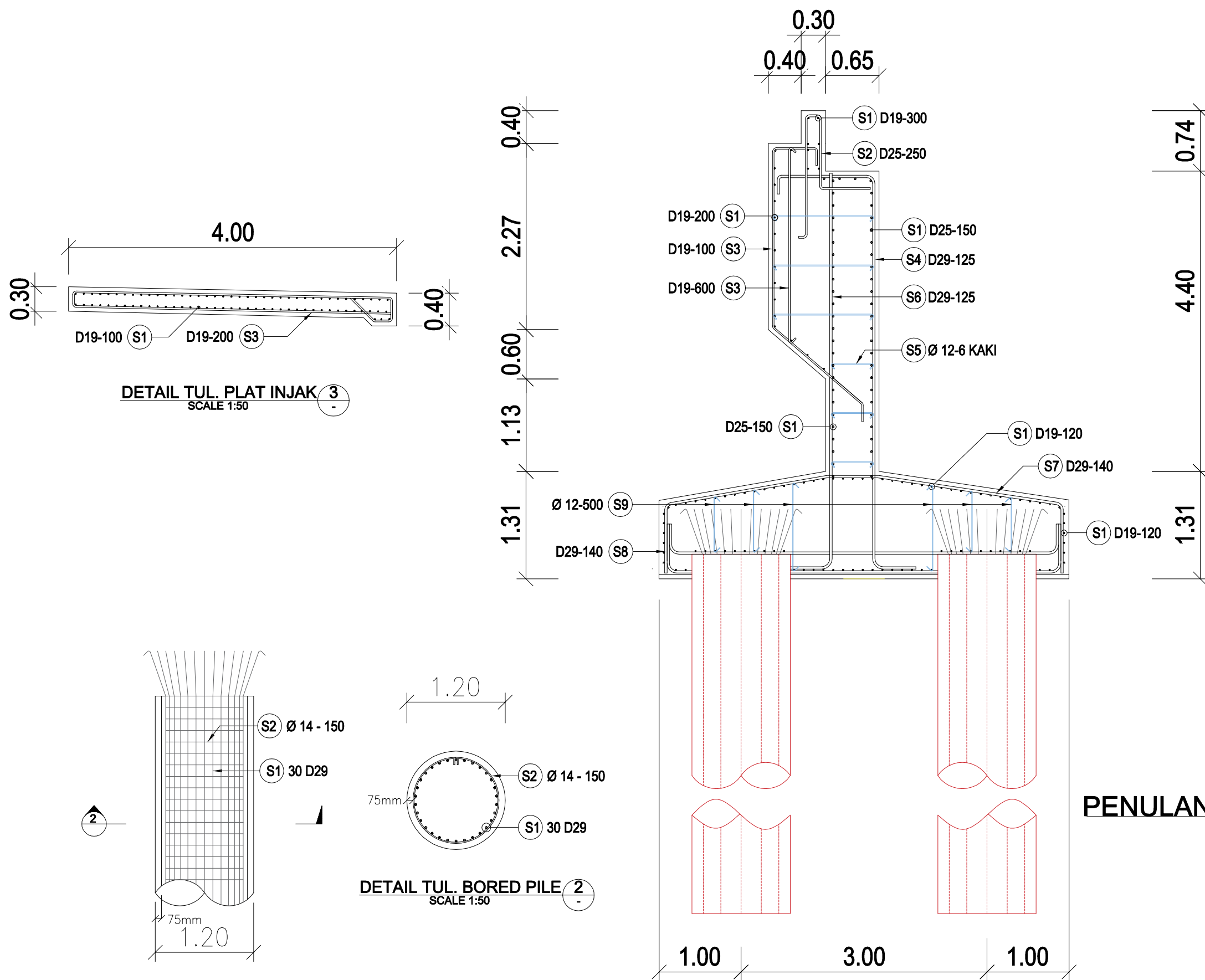
Elevations and dimensions are indicated on the left and right sides:

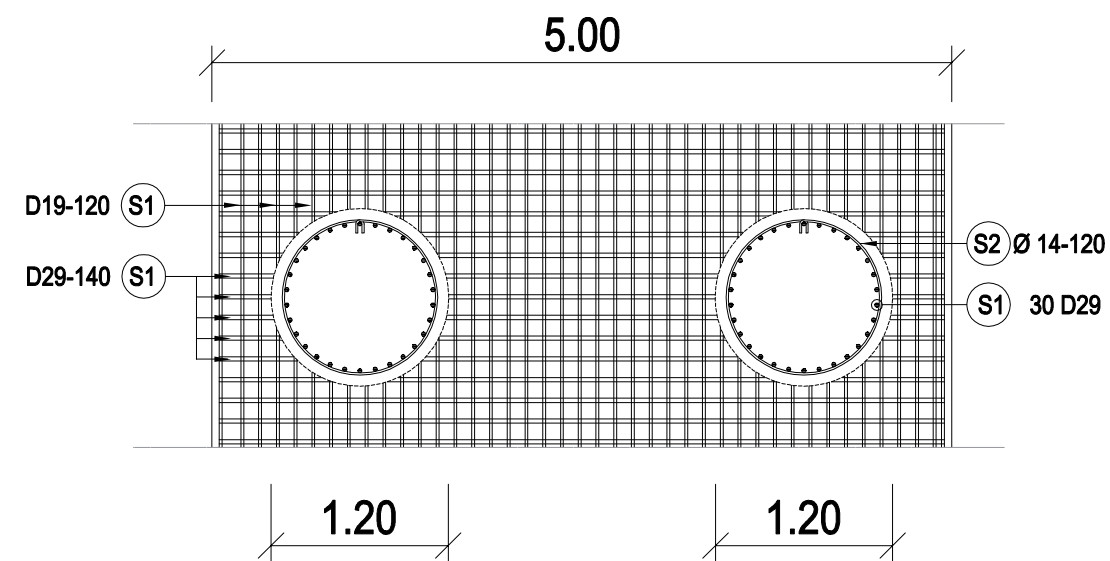
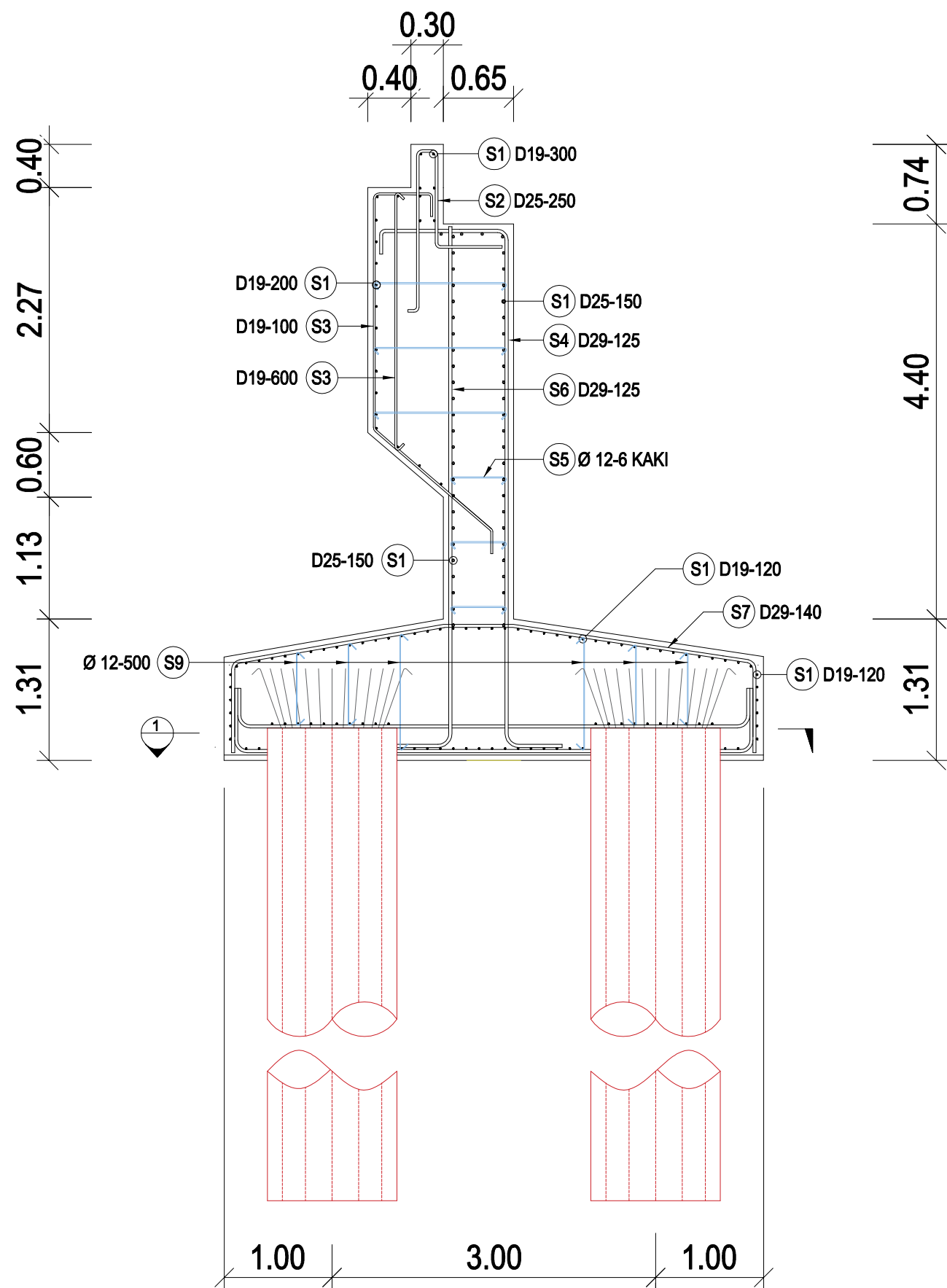
- Elevations (Left Side)**:
 - + 0.00
 - 0.62
 - 4.40
 - 5.66
 - 13.00
- Dimensions (Right Side)**:
 - 4.34 (Total height from +0.00 to -4.40)
 - 1.35 (Height from -4.40 to -5.66)
- Horizontal Dimensions (Bottom)**:
 - 1.00 (Width of the first pile cap)
 - 3.00 (Width of the central pile cap)
 - 1.00 (Width of the second pile cap)

Technical drawing of a rectangular structure, likely a bridge deck or a large container, showing a cross-section. The drawing includes a top view and a side view. The top view is a rectangle with a total width of 25.18 (12.59 + 0.02 + 12.59) and a height of 0.02. The side view shows a rectangular structure with a height of 0.02. The drawing is divided into two main sections by a vertical line. The left section has a width of 12.59 and the right section has a width of 12.59. A small gap of 0.02 is shown between the two sections. The drawing includes a grid of 12 squares, with 6 squares on each side of the central vertical line. The grid is used to indicate the dimensions and the position of the structure. The dimensions are labeled as follows: 12.59, 0.02, 12.59, 2.10, 2.10, 2.10, 2.10, 2.10, 2.10, 2.10, 2.10, 2.10, 2.10.

TAMPAK ATAS ABUTMEN 2
SCALE 1:150 -

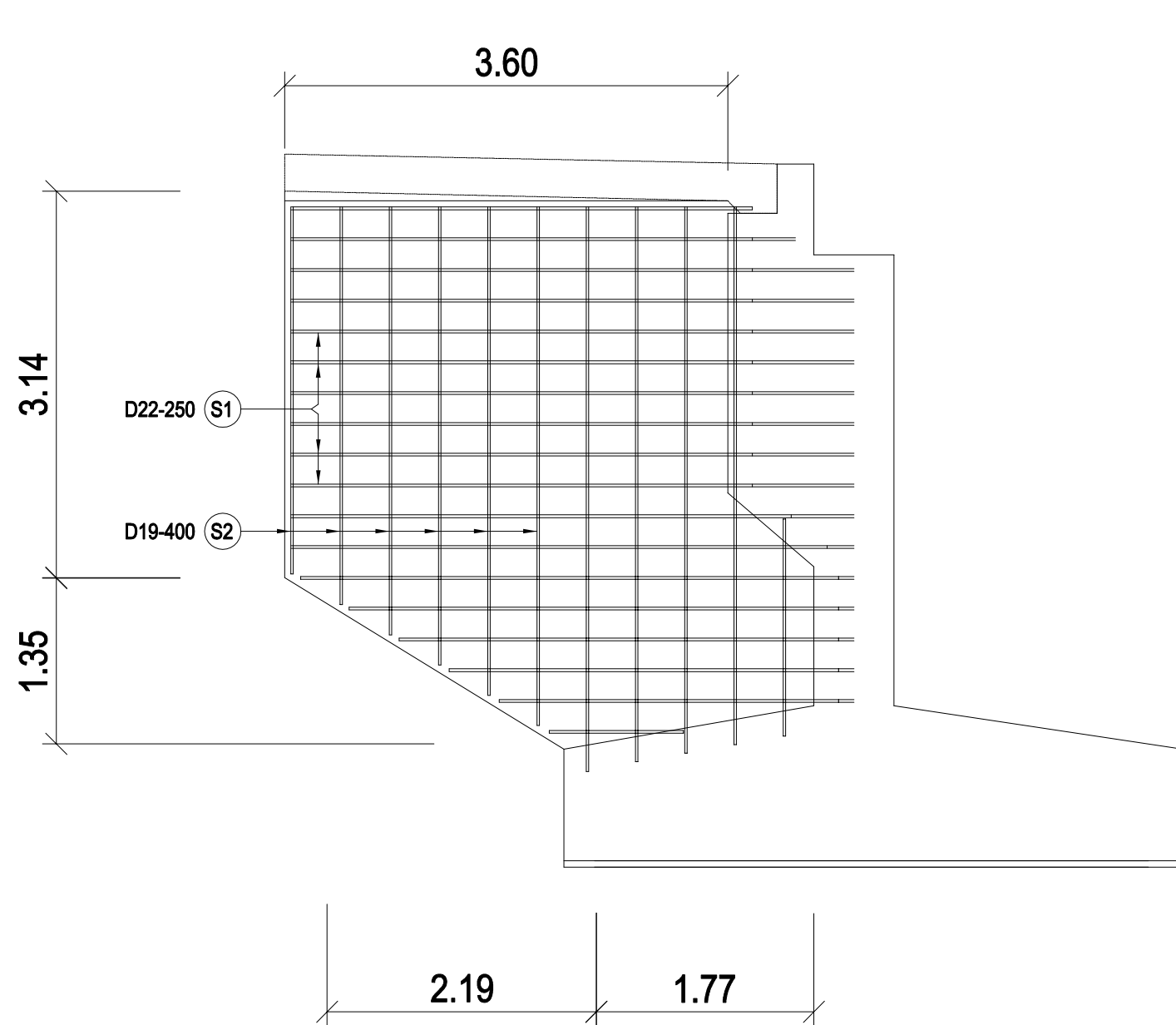
 ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember	JUDUL TUGAS AKHIR	NAMA GAMBAR	SKALA	MAHASISWA I	MAHASISWA II	Menyetujui	No Gambar	Ket
	MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN GONDANG STA. 49+553 PROYEK TOL SOLO-NGAWI-KERTOSONO, RUAS SOLO - NGAWI PAKET SN 1B SRAGEN, JAWA TENGAH DENGAN MENGGUNAKAN BALOK BETON KONVENSIIONAL	TAMPAK STRUKTUR ABUTMEN	1 : 150	<u>Tri Loka Indra Setyawan</u> NRP. 3114030129	Ian Azhara NRP. 3114030143	<u>Ir. CHOMAEHDHI, CES.Geo</u> 19550319 198403 1 001	11	



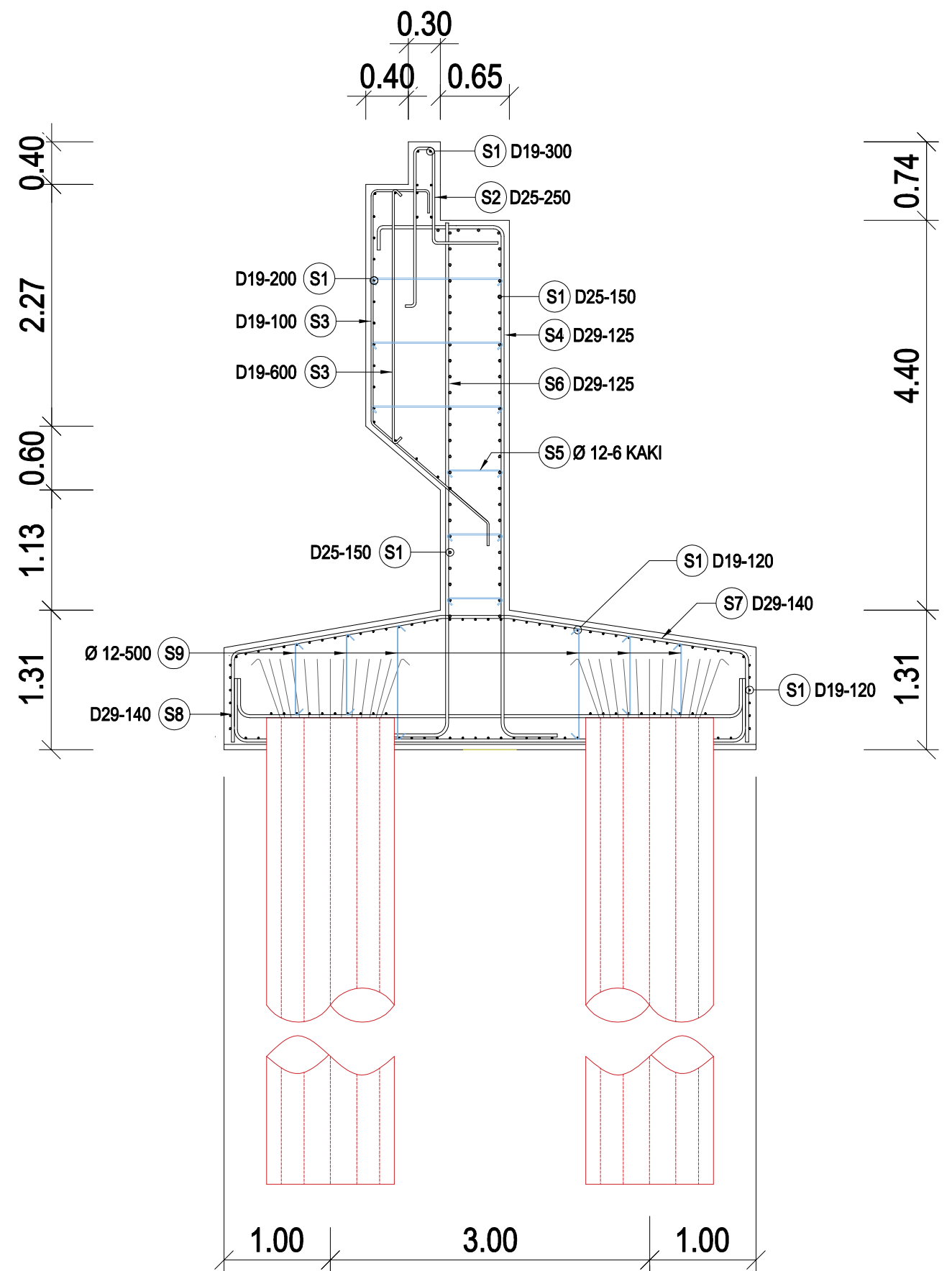


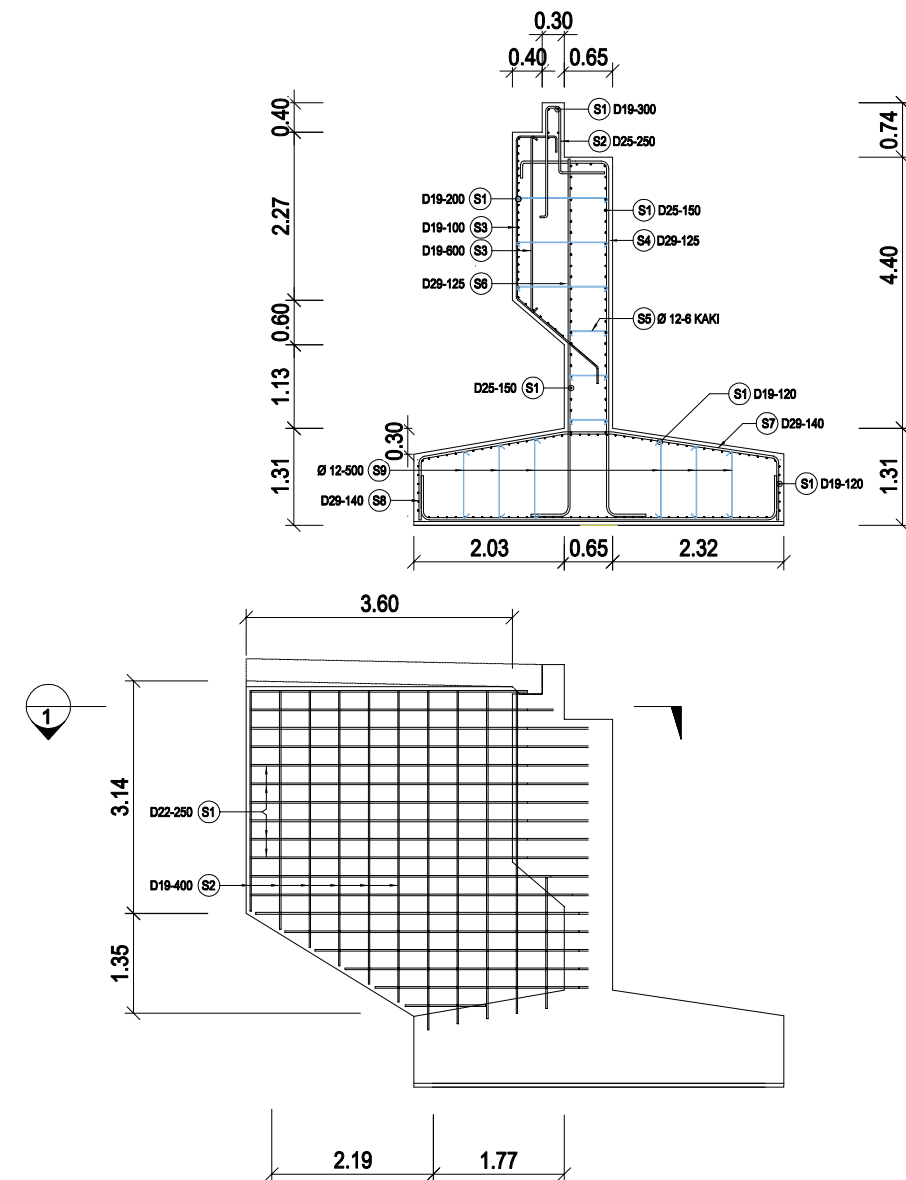
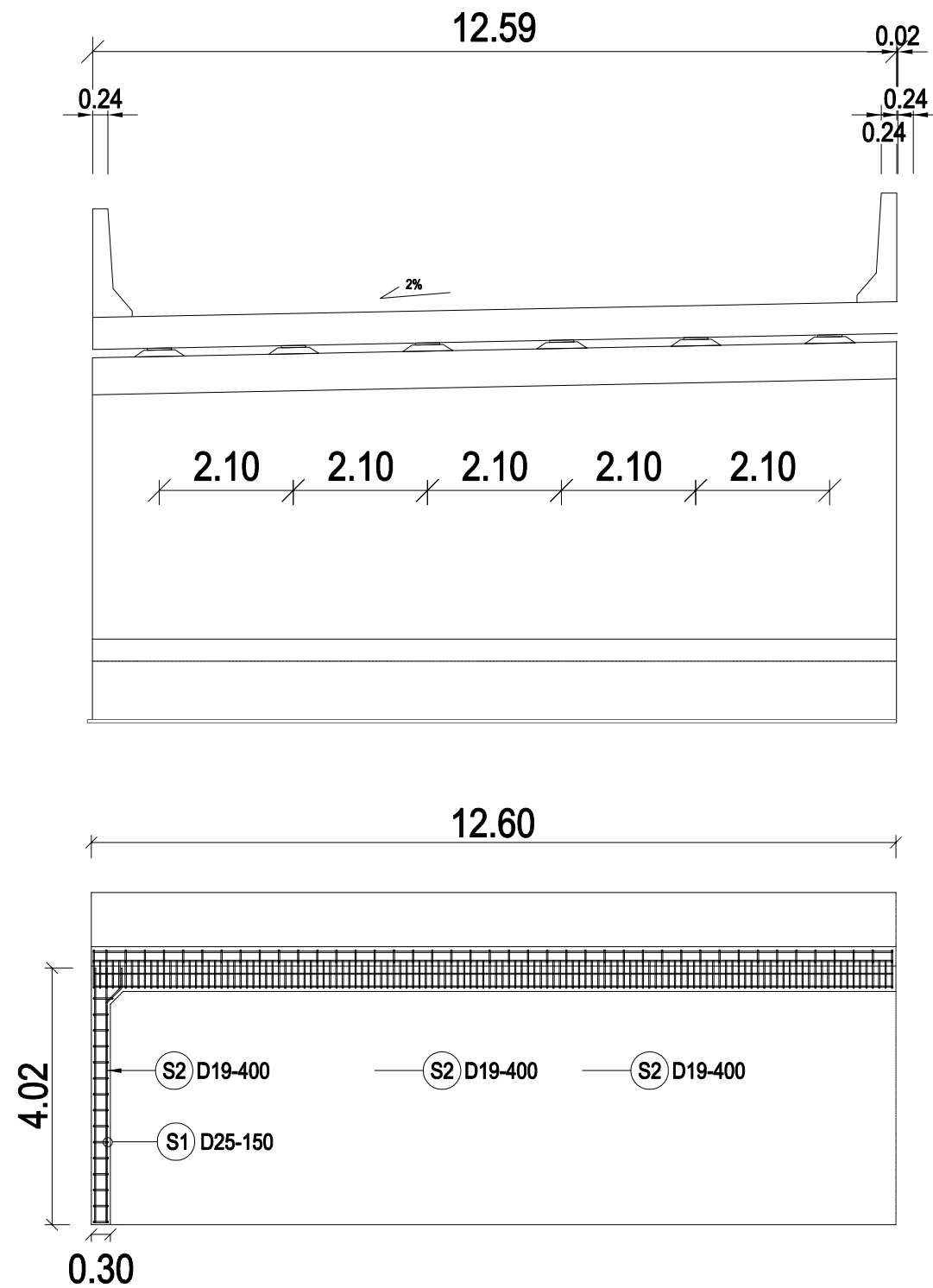
PENULANGAN PILE CAP
SCALE 1:100

1
-



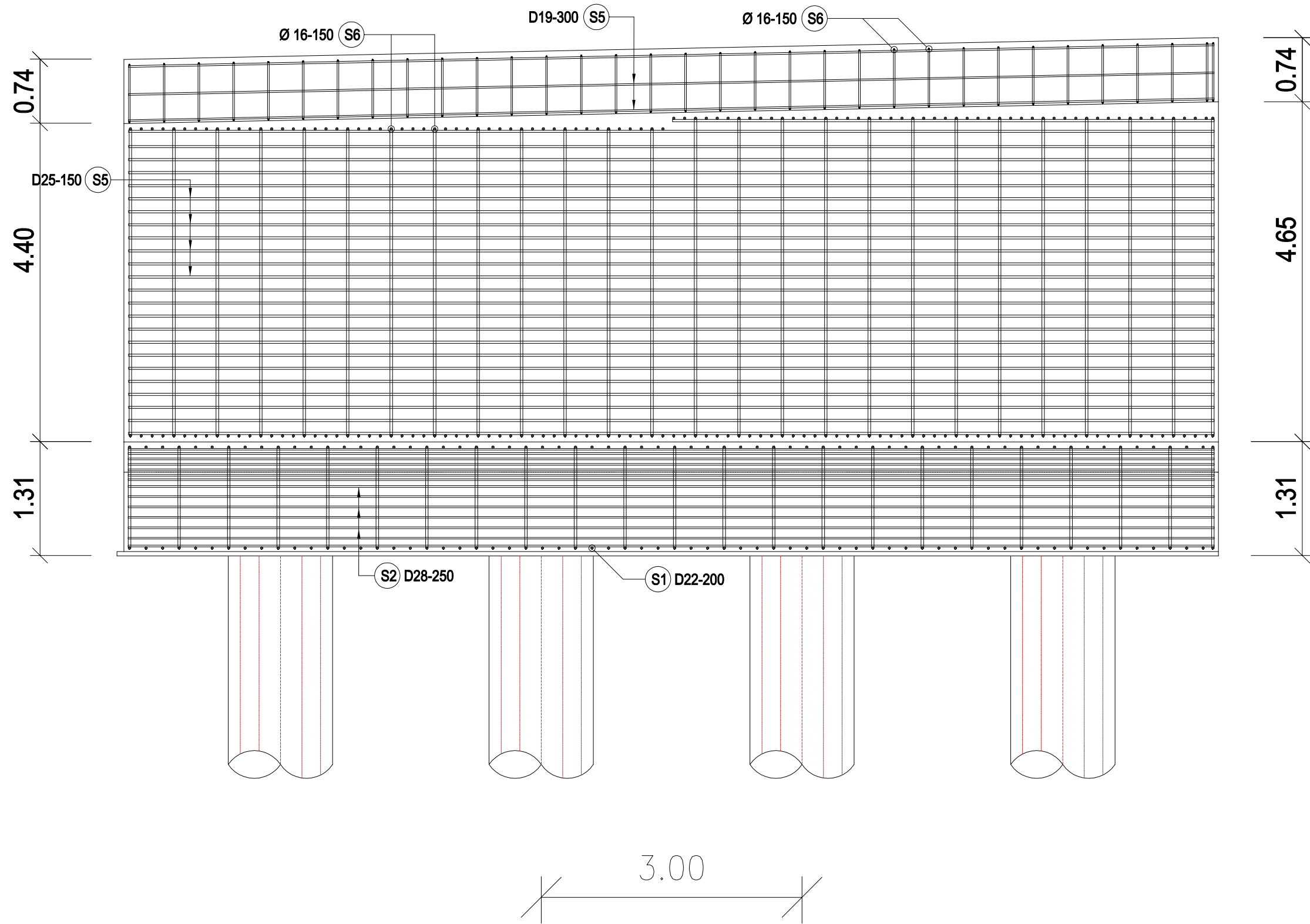
PENULANGAN WING WALL
SCALE 1:50





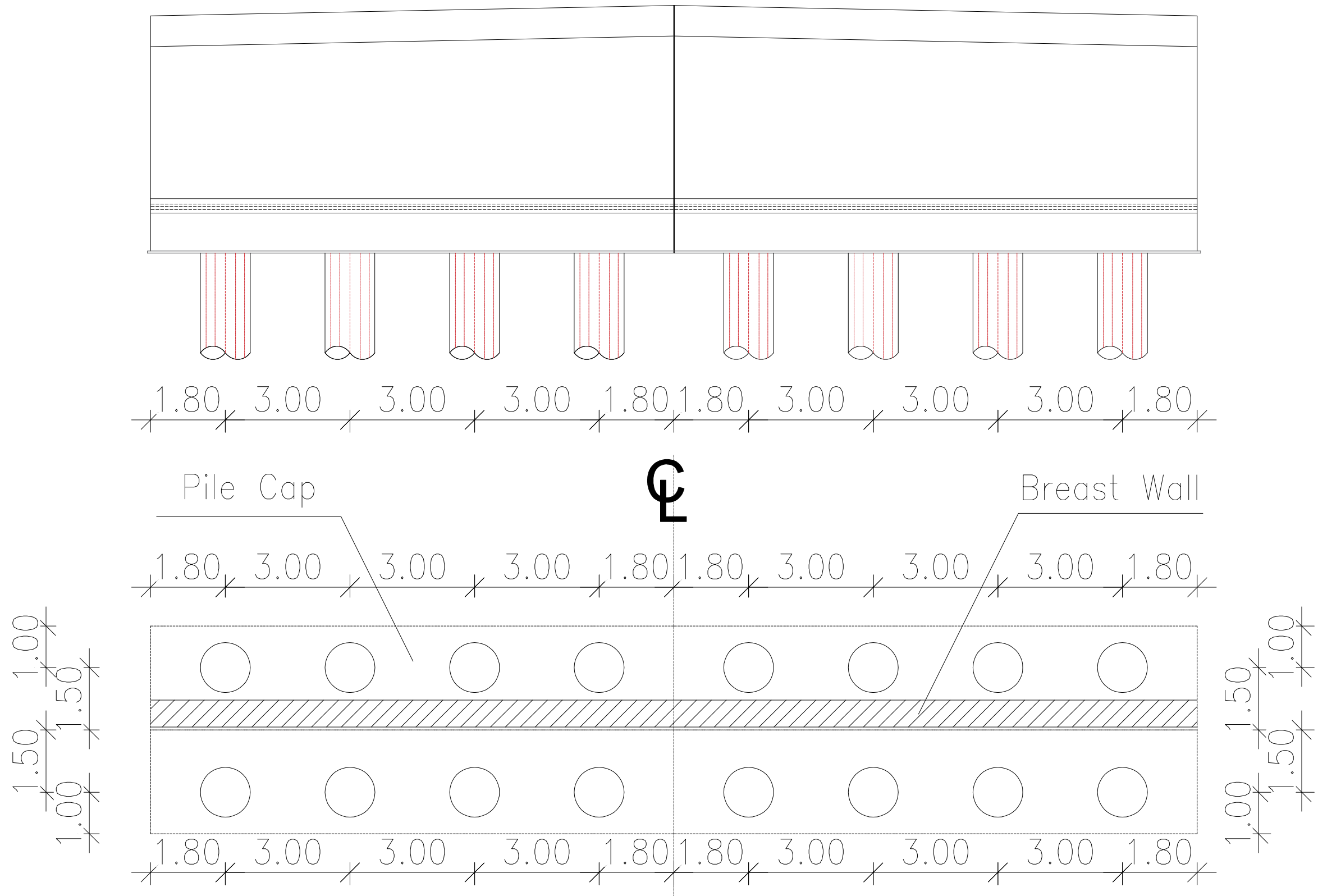
PENULANGAN WING WALL
SCALE 1:100

1
-

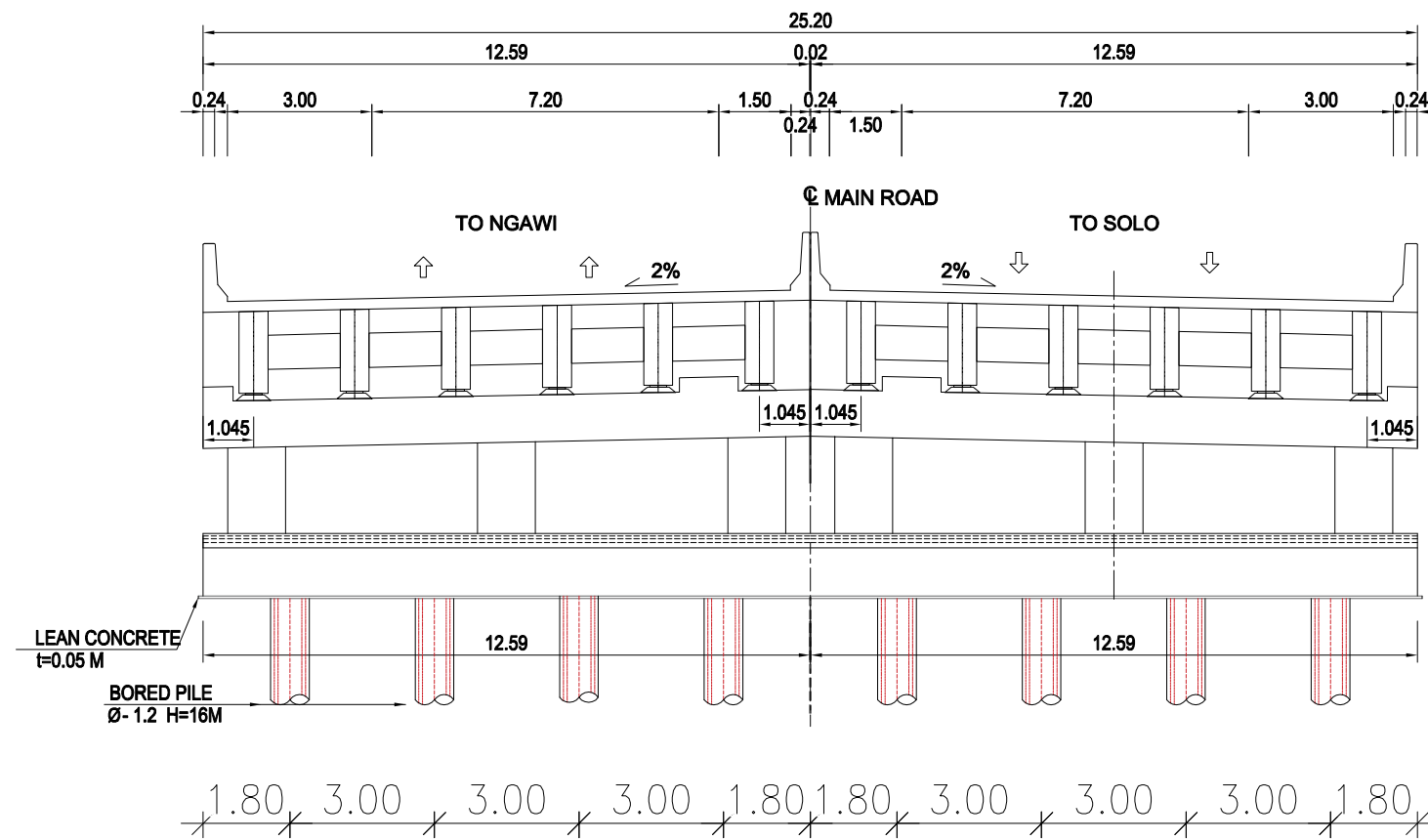


PENULANGAN ABUTMEN 1&2
SCALE 1:50

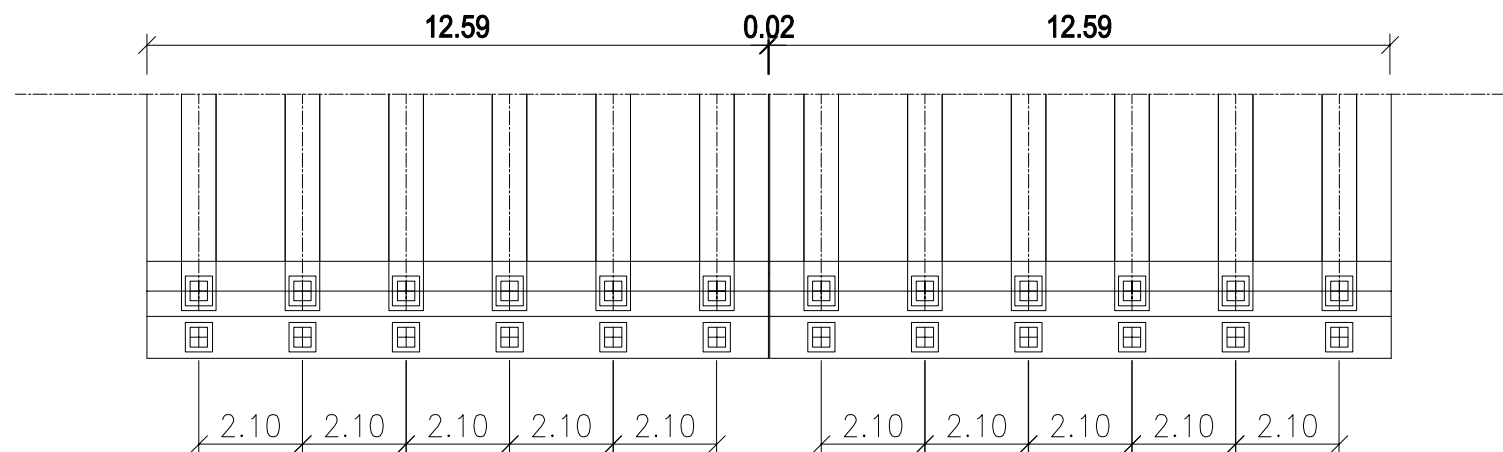
JUDUL TUGAS AKHIR	NAMA GAMBAR	SKALA	MAHASISWA I	MAHASISWA II	Menyetujui	No Gambar	Ket
MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN GONDANG STA. 49+553 PROYEK TOL SOLO-NGAWI-KERTOSONO, RUAS SOLO - NGAWI PAKET SN 1B SRAGEN, JAWA TENGAH DENGAN MENGGUNAKAN BALOK BETON KONVENSIONAL	PENULANGAN ABUTMEN	1 : 50	Tri Loka Indra Setyawan NRP. 3114030129	Ian Azhara NRP. 3114030143	Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo 19550319 198403 1 001	16	



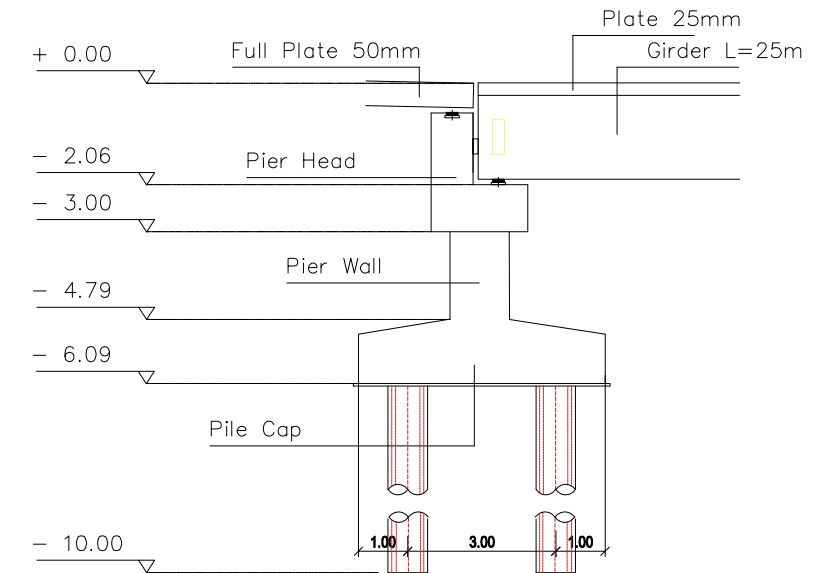
KONFIGURASI BORED PILE ABT 1
SCALE 1:100



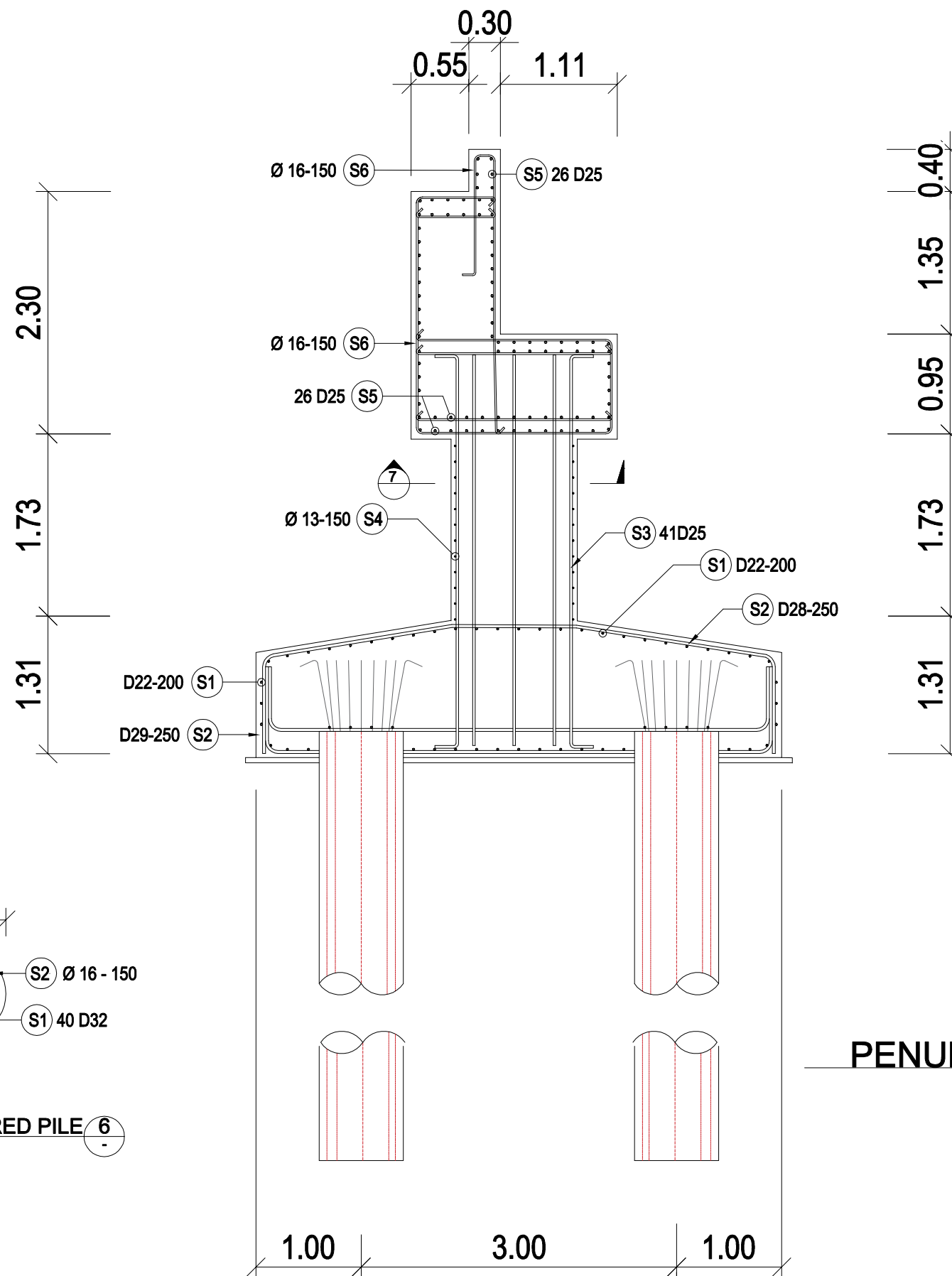
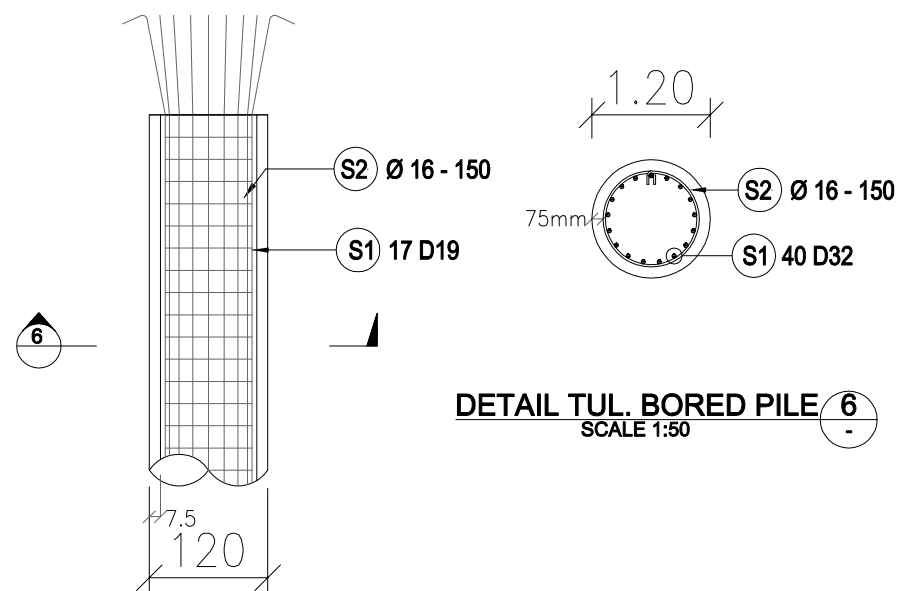
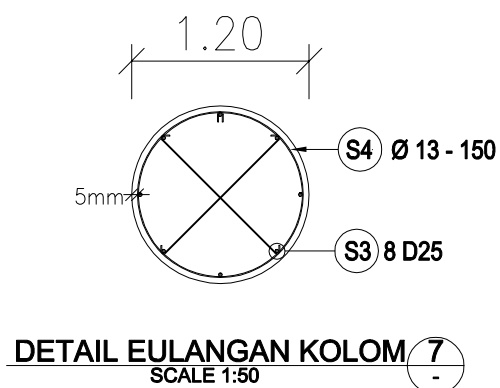
TAMPAK DEPAN PIER
SCALE 1:150

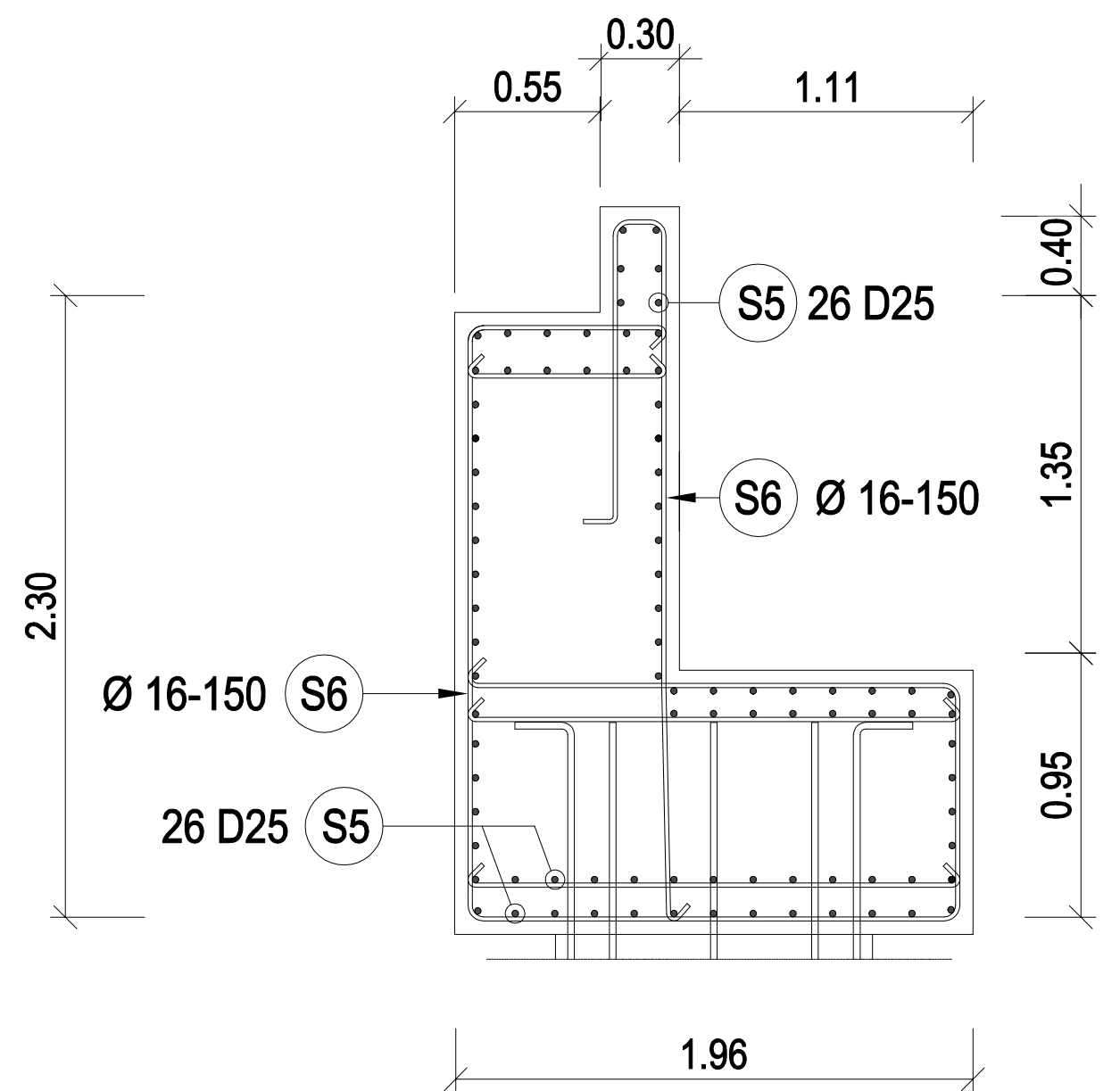
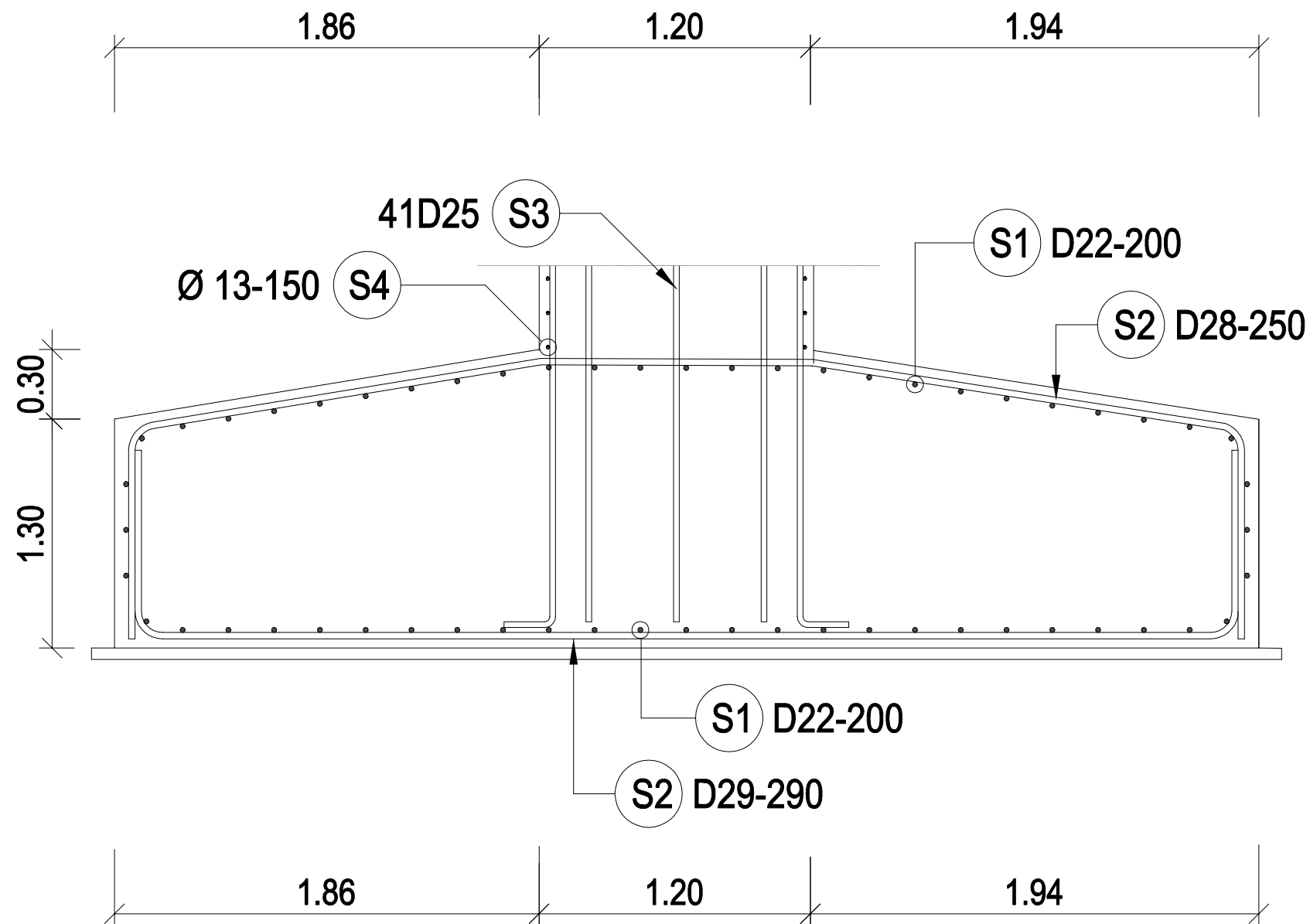


TAMPAK ATAS PIER
SCALE 1:150

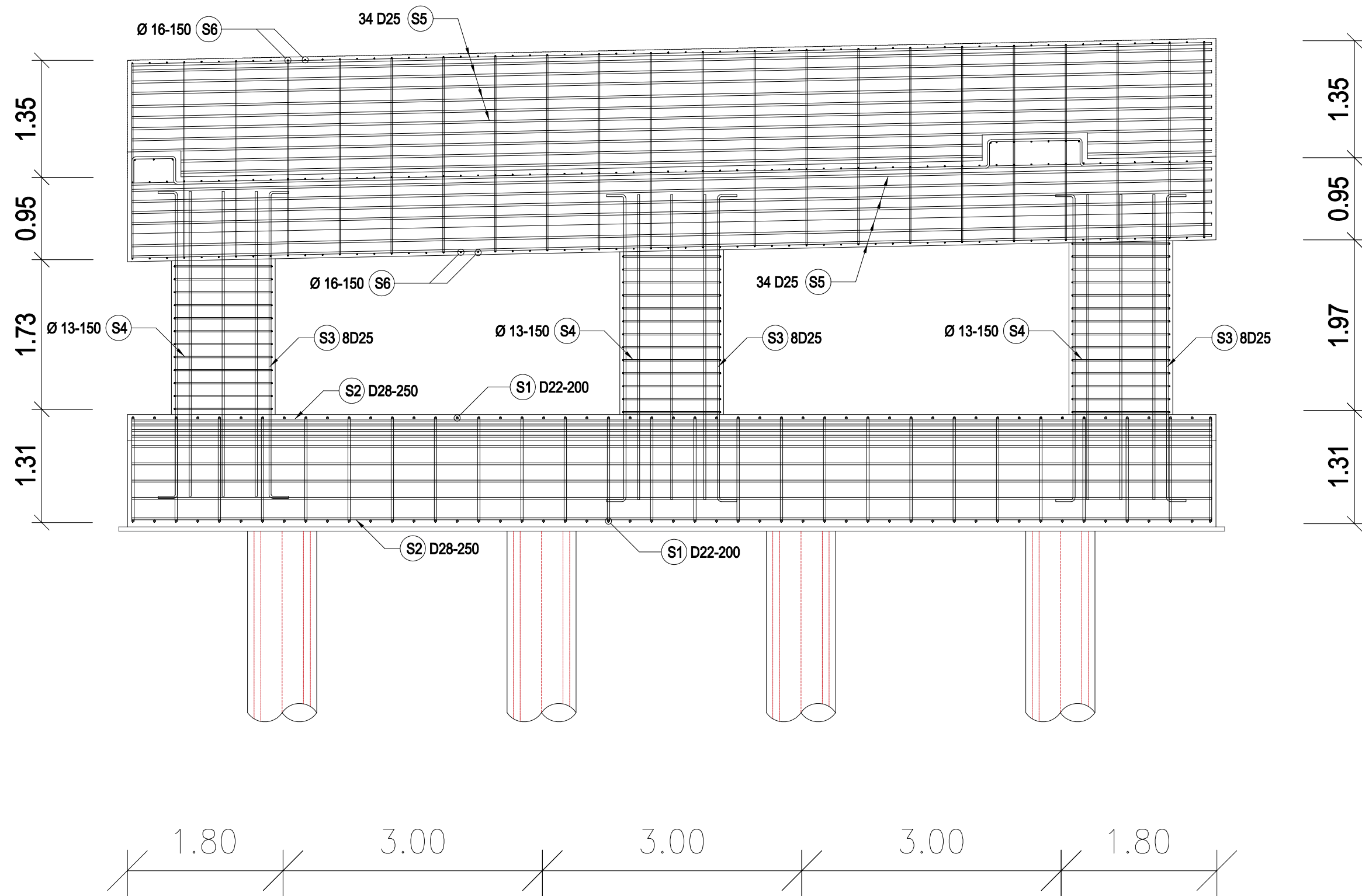


TAMPAK SAMPING PIER
SCALE 1:150



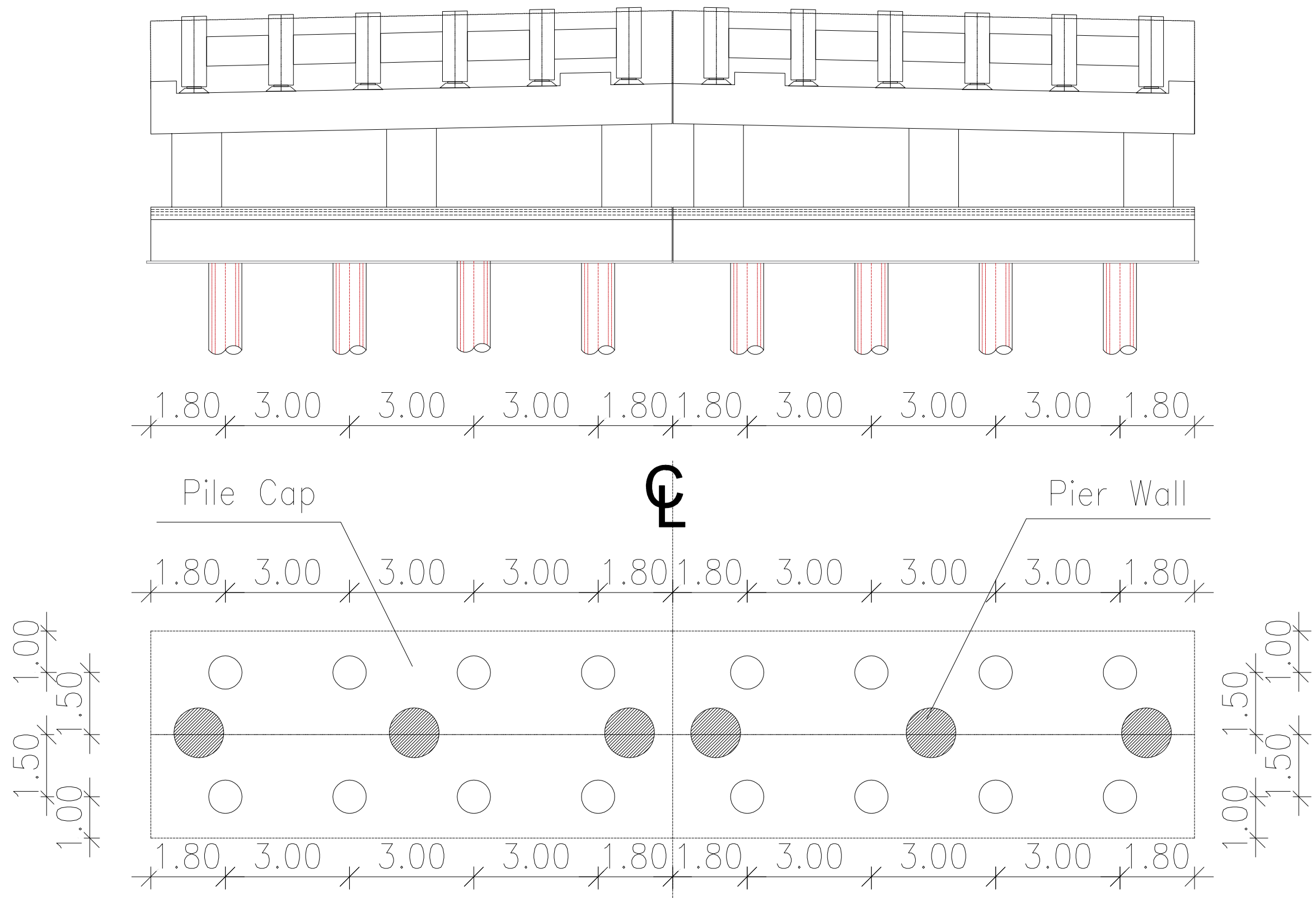


PENULANGAN PIER HEAD & PILE CAP 1
SCALE 1:25

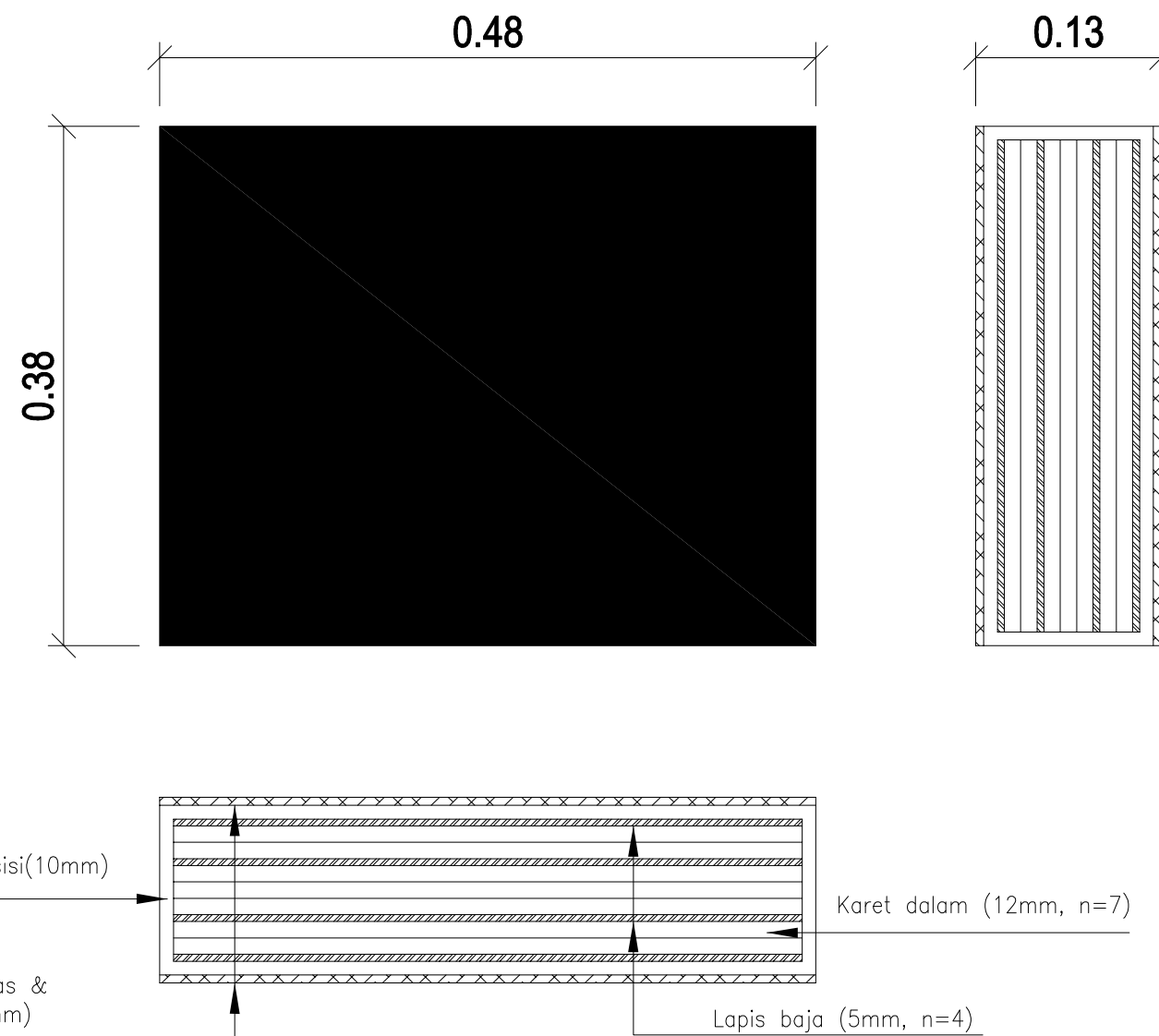


PENULANGAN PIER 1&2
SCALE 1:50

2
-



KONFIGURASI BORED PILE PIER 1
SCALE 1:100



ELASTOMER
SCALE 1:20

1
-